



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR
RUMAH SUSUN SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN SISTEM GANDA
(*DUAL SYSTEM*)**

**SERENITA MARTHA
NRP 3112 100 140**

**Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

(halaman ini sengaja dikosongkan)



FINAL PROJECT – RC14-1501

**MODIFICATION OF DESIGN SURABAYA
RESIDENCE BUILDING USING THE PRECAST
CONCRETE WITH DUAL SYSTEM**

**SERENITA MARTHA
NRP 3112 100 140**

**Supervisor
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

(halaman ini sengaja dikosongkan)

**PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SUSUN SURABAYA
MENGUNAKAN BETON PRCTAK DENGAN
SISTEM GANDA (DUAL SYSTEM)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

SERENITA MARTHA
NRP. 3112 100 140

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I.G. P. Raka, DEA (Pembimbing I)

2. Harun Alrasyid, S.T., M.T., PhD (Pembimbing II)

SURABAYA
JUNI, 2016

PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR RUMAH SUSUN SURABAYA DENGAN METODE BETON PRACETAK

Nama Mahasiswa : Serenita Martha
NRP : 31 12 100 140
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Harun Alrasyid, ST.,MT., Ph.D

Abstrak

Perkembangan konstruksi beton pracetak merupakan alternatif dari pemakaian sistem beton bertulang secara konvensional. Kebutuhan akan tempat tinggal yang layak di Surabaya semakin meningkat terutama di daerah Surabaya Selatan. Ketersediaan lahan tidak seimbang dengan penduduk di Surabaya yang semakin meningkat. Pemukiman penduduk semakin padat dan kurang tersedianya sarana prasarana yang memadai. Hal ini yang menjadi latar belakang untuk membangun Rumah Susun di Surabaya.

Perencanaan pembangunan gedung Rumah Susun Surabaya menggunakan desain yang sama dengan Rumah Susun Rawa Bebek di Jakarta, namun terdapat bagian yang dimodifikasi. Modifikasi yang dilakukan adalah penggunaan metode beton pracetak pada pelat, balok dan kolom yang semula menggunakan metode konvensional yaitu cor ditempat. Pada gedung Rumah Susun Rawa Bebek terdiri dari 6 lantai dan pada Perencanaan Gedung Rumah Susun Surabaya akan dimodifikasi menjadi 12 lantai yang memiliki ketinggian 37.4m.

Pemakaian beton pracetak pada gedung Rumah Susun Surabaya lebih efisien dan efektif dibandingkan dengan menggunakan beton konvensional. Beton pracetak memiliki kelebihan yaitu, kualitas kontrol mutu yang baik, waktu

pelaksanaan konstruksi lebih cepat, pengurangan penggunaan perancah dan pemakaian tenaga kerja disesuaikan dengan kebutuhan produksi. Selain itu, bagian terpenting dalam perencanaan menggunakan metode beton pracetak adalah metode penyambungan antar elemen pracetak. Metode penyambungan yang digunakan adalah produk dari Peikko Group menggunakan beberapa sambungan basah dengan menggunakan baut (bolted-connection) dan coupler.

Struktur Rumah Susun Surabaya ini akan dirancang menggunakan metode pracetak pada elemen kolom, balok dan pelat. dengan tipe tipikal. Perencanaan struktur Rumah Susun Surabaya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dengan dinding geser. Dengan demikian, beban gravitasi dan lateral 25% dipikul oleh rangka serta 75% dipikul oleh dinding geser.

Hasil dari modifikasi perencanaan Rumah Susun Surabaya ini meliputi ukuran balok induk 40/60, ukuran balok anak 30/50 dan 3 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-4 85x85 cm, lantai 5-8 80x80 cm, lantai 9-12 75x75 cm. Modifikasi perencanaan struktur ini juga menggunakan shear wall yang difungsikan juga sebagai dinding lift.

Kata Kunci : Perencanaan, Pracetak, Rumah Susun, Beton Pracetak, Bolted-Connection, Coupler.

THE STRUCTURE MODIFICATION PLANNING FOR SURABAYA RESIDENCE BUILDING USING THE PRECAST CONCRETE METHOD

Student's Name : Serenita Martha
NRP : 31 12 100 140
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
**Supervisor : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Harun Alrasyid, ST.,MT., Ph.D**

Abstrak

Precast concrete construction development is an alternative to the use of reinforced concrete in the conventional system. The needs for the living space in Surabaya is increased, especially in the area of South Surabaya. The availability of area is not balanced with the population increasing in Surabaya. The residential population is increased, but the infrastructure is not enough for the requirement. This is the background issues that makes the flats is needed.

Surabaya Residence building plan will use the same design as the Rawa Bebek Residence in Jakarta, but there is a section that is modified. The use of precast concrete method for the plates, beams and columns is the part that will be modified, which the original method is used the conventional concrete. This building consists of six floors and will be modified into 12 floors.

The use of precast concrete of the Surabaya Residence building is more efficient and effective than using conventional concrete . The precast concrete has the advantage such as the good quality of quality control, the execution time that is faster, the use of scaffolding that is reduced, and the labor tailored to the production needs. Futhermore, the most important part in planning that use the precast concrete method is the connection method between the

precast elements. The use of the product of Peikko Group using multiple connections wet by using bolts (bolted - connection) and coupler is the connection method that will be used.

Results of modification Surabaya Residence building includes beam size 40/60, 35/50 joist sizes and 3 different sizes ie columns 1-4 floor 85x85 cm, 80x80 cm 5-8 floors, floors 9-12 75x75 cm. Modification of this building also uses shear wall which also functioned as the elevator wall. Joints between precast elements used wet connections and short consoles

Keywords : Planning, Flats, Precast Concrete, Bolted-Connection, Coupler.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas berkat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Rumah Susun Surabaya dengan Metode Beton Pracetak” seperti yang diharapkan. Proposal Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar sarjana teknik di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Selama proses pengerjaan Proposal Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, dan bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Tuhan Yesus Kristus atas berkat dan kasihNya semuanya tak ada yang mustahil. Tuhan Engkau sungguh luarbiasa dahsyat bekerja dalam hidupku.
2. Kedua orang tuaku tersayang, Liberty Sitorus dan Delima Banjarnahor atas segala doa dan semangat yang selalu diberikan setiap hari dan tak henti-hentinya walaupun sudah menyerah terus diberi semangat.
3. Gaby Larisa Lavenia adikku tercinta yang selalu memberikan nasehat nasehat, yang sudah dewasa sebelum waktunya.
4. Bapak Prof. Dr. Ir I Gusti Putu Raka, DEA, selaku dosen pembimbing yang telah memberikan motivasi dan nasehat-nasehat yang sangat bermanfaat yang menjadikan Tugas Akhir ini lebih baik dan sistematis.
5. Bapak Harun Alrasyid, ST., MT., PhD, selaku dosen pembimbing yang telah memberikan motivasi dan nasehat-nasehat yang sangat bermanfaat yang menjadikan Tugas Akhir ini lebih baik dan sistematis.

6. Christian Geanta Mantiri yang sudah membantu saya banyak hal..
7. Ritami Rannu Surira Nari yang sudah menyemangati saya di masa-masa terpuruk saya , memberikan perhatian, menjadi teman yang selalu ada buat saya dan membantu saya menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Shelvy Surya yang sudah menyemangati saya di masa-masa terpuruk saya, memberikan perhatian dan memberikan nasehat-nasehat untuk saya.
9. Yustina Mitayani Sulistyaningtyas Sunardi yang selalu memberikan nasehat aneh-aneh namun menyadarkan saya dan memberikan perhatiannya untuk saya.
10. Maheswari Dinda Radito yang membantu dan menemani saya dalam pengerjaan Tugas Akhir ini dan sudah menjadi teman saya yang baik.
11. Adani Talita Zafira yang membantu dan menemani saya menyelesaikan Tugas Akhir ini dan menghibur saya dalam kesusahan.
12. Iksan Fahrozi dan I Dewa Ketut Hendra yang sudah sangat membantu menyelesaikan pertanyaan-pertanyaan yang saya tanyakan dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.
13. Raysa Adila dan Nadya Patricia yang selalu menghibur saya dan menemani saya kemanapun dan menjadi teman baik selama di Surabaya ini.
14. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang sudah memberikan ilmu serta mengajar selama perkuliahan.
15. Angkatan 2012, teman teman yang menemani disaat suka maupun duka berjuang bersama-sama.

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu

penulis mengharapkan saran dan kritik agar lebih baik lagi di masa mendatang.

Surabaya, 7 Juni 2016

Penulis

(halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	ii
KATA PENGANTAR.....	iii
DAFTAR ISI.....	iv
DAFTAR GAMBAR.....	xxii
DAFTAR TABEL.....	xxv
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Perumusan Masalah.....	3
1.3. Tujuan.....	4
1.4. Batasan Masalah.....	5
1.5. Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1. Umum.....	7
2.2. Sistem Struktur Gedung.....	7
2.3. Tinjauan Elemen Pracetak.....	8
2.3.1 Pelat.....	8
2.3.2 Balok.....	10
2.3.3 Kolom.....	11
2.4. Tinjauan Titik Angkat dan Sokongan.....	11
2.4.1 Analisis Elemen Pelat Pracetak Saat Pengangkatan.....	12
2.4.2 Analisa Elemen Balok Pracetak Saat Pengangkatan.....	14
2.5. Perencanaan Sambungan.....	14
2.6. Metode Pembangunan dengan Konstruksi Pracetak.....	17
BAB III METODOLOGI.....	19
3.1. Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	19
3.2. Pengumpulan Data.....	21
3.3. Studi Literatur.....	22
3.4. Preliminary Design.....	22

3.4.1 Dimensi Pelat.....	22
3.4.2 Dimensi Balok.....	24
3.4.3 Dimensi Kolom.....	25
3.4.4 Dimensi Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	25
3.5. Perencanaan Struktur Sekunder.....	25
3.5.1 Dimensi Tangga.....	25
3.5.2 Perencanaan Struktur Atap.....	26
3.5.3 Perencanaan Lift.....	26
3.6. Pembebanan Struktur.....	26
3.6.1 Kombinasi Pembebanan.....	26
3.7. Analisa Strudur.....	29
3.8. Perencaan Struktur Utama.....	29
3.8.1 Perhitungan Tulangan Geser.....	29
3.8.2 Perencanaan Tulangan Balok.....	30
3.8.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok	30
3.8.2.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok.....	30
3.8.2.3 Kontrol Torsi.....	31
3.9 Perencanaan Sambungan.....	32
3.9.1 Perencanaan Sambungan Pada Balok dan Kolom.....	31
3.9.2 Perencanaan Sambungan Pada Induk dengan Balok Anak.....	32
3.9.3 Perencanaan Sambungan Pada Balok dan Kolom.....	32
3.10 Perencanaan Pondasi.....	32
3.10.1 Analisa Daya Dukung Tanah.....	33
3.10.2 Jenis Pondasi.....	33
3.11 Gambar Rencana.....	33
BAB IV PRELIMINARY DESIGN.....	35
4.1. Umum.....	35
4.2. Data Perencanaan.....	35
4.2.1 Pembebanan.....	35
4.3. Perencanaan Dimensi Balok	36

4.3.1 Dimensi Balok Induk.....	37
4.3.2 Dimensi Balok Anak.....	38
4.4. Perencanaan Tebal Pelat.....	39
4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat.....	39
4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai Atap	40
4.5. Perencanaan Dimensi Kolom.....	43
4.6. Perencanaan Tebal Dinding Geser.....	48
BAB V ANALISA STRUKTUR.....	49
5.1. Umum.....	49
5.2. Permodelan Struktur.....	49
5.3. Data Perencanaan.....	50
5.4. Pembebanan Gravitasi.....	50
5.5. Pembebanan Gempa Dinamis.....	51
5.5.1 Faktor Keutamaan Gempa.....	53
5.5.2 Kelas Situs.....	53
5.5.3 Parameter Respon Spektral.....	53
5.5.4 Parameter Percepatan Spektral Desain....	53
5.5.5 Kategori Desain Seismik.....	56
5.6. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	57
5.7. Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear).....	60
5.8. Kontrol Dual System.....	63
5.9. Kontrol Partisipasi Massa.....	63
5.10 Kontrol Drift.....	65
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	69
6.1. Permodelan dan Analisa Struktur Pelat	69
6.1.1 Data Perencanaan.....	69
6.1.2 Pembebanan Pelat Lantai.....	70
6.1.3 Pembebanan Pelat Atap.....	71
6.1.4 Kombinasi Pembebanan Pelat.....	71
6.1.5 Perhitungan Tulangan Pelat.....	72
6.1.5.1 Perhitungan Pelat Sebelum Komposit	75
6.1.5.2 Penulangan Pelat Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan.....	76

6.1.5.3Perhitungan Pelat Sesudah Komposit	79
6.1.6 Penulangan Stud Pelat Lantai.....	81
6.1.7 Kontrol Lendutan.....	83
6.1.8 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat.....	83
6.1.9 Perhitungan Tulangan Angkat.....	84
6.1.10 Penulangan Peat yang Terpasang.....	87
6.2. Perencanaan Struktur Tangga.....	89
6.2.1 Tangga 1.....	89
6.2.2 Tangga 2.....	100
6.3. Perencanaan Balok Anak.....	102
6.4. Perencanaan Balok Lift.....	117
6.4.1 Perencanaan Dimensi Awal	118
6.4.2 Pembebanan Balok Lift.....	119
6.4.2.1. Pembebanan Balok Penggantung	120
6.4.2.2. Pembebanan Balok Penumpu Lift	121
6.4.3 Penulangan Balok Lift.....	122
6.4.3.1 Penulangan Balok Penggantung Lift.....	122
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA.....	127
7.1. Umum.....	127
7.2. Perencanaan Bbalok Induk.....	127
7.2.1 Data Perencanaan.....	127
7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sebelum Komposit.....	127
7.2.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Setelah Komposit.....	134
7.3. Perencanaan Kolom.....	157
7.3.1. Perencanaan Kolom.....	157
7.3.2. Kontrol Dimensi Kolom.....	157
7.3.3. Perhitungan Penulangan Kolom.....	158
7.3.4.Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom.....	159
7.3.5.Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	159

7.3.6. Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”	160
7.3.7. Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana.....	162
7.3.8. Pengekangan Kolom.....	164
7.4. Perencanaan Dinding Geser.....	168
7.4.1 Dinding Geser Tipe C.....	168
7.4.1.1. Data Perencanaan Dinding Geser	168
7.4.1.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser.....	169
7.4.1.3 Kontrol Dimensi Terhadap Gaya Geser.....	170
7.4.1.4 Penulangan Geser Shear Wall.....	170
7.4.1.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal.....	171
7.4.1.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	172
7.4.1.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	172
7.4.1.8 Kontrol Komponen Batas.....	173
7.4.2 Dinding Geser Tipe B.....	174
7.4.2.1. Data Perencanaan Dinding Geser	174
7.4.2.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser.....	176
7.4.2.3 Kontrol Dimensi Terhadap Gaya Geser.....	176
7.4.2.4 Penulangan Geser Shear Wall.....	177
7.4.2.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal.....	177
7.4.2.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	178
7.4.2.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal.....	179
7.4.2.8 Kontrol Komponen Batas.....	179
BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN.....	181
8.1. Umum.....	181

8.2. Konsep Desain Sambungan.....	181
8.3. Perencanaan Sambungan Balok-Kolom.....	182
8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom.....	182
8.3.2 Kolom-Balok 40/60.....	183
8.3.3 Rekap Konsol Pendek.....	185
8.3.4 Perhitungan Sambungan Balok-Kolom.....	186
8.4. Perencanaan Sambungan Balok Anak-Balok Induk.....	189
8.5. Perencanaan Sambungan Pelat Lantai-Balok.....	191
8.6. Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom.....	194
BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....	197
9.1. Umum.....	197
9.2. Data Tanah.....	197
9.3. Beban Struktur.....	197
9.4. Kriteria Design.....	200
9.4.1 Spesifikasi Tiang Pancang.....	200
9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	201
9.4.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	206
9.4.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang.....	211
9.4.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral.....	215
9.4.6 Perencanaan Poer.....	217
9.4.6.1 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap.....	218
9.5. Perencanaan Balok Sloof.....	224
9.5.1 Penulangan Geser Sloof.....	226
BAB X METODE PELAKSANAAN.....	229
10.1 Umum.....	229
10.2 Pengangkatan Penempatan Crane.....	230
10.3 Proses Pemasangan Elemen Beton Pracetak.....	231
10.3.1 Pekerjaan Elemen Kolom.....	231
10.3.2 Pemasangan Elemen Balok Induk.....	231
10.3.3 Pemasangan Elemen Balok Anak.....	233
10.3.4 Pemasangan Elemen Pelat.....	234
10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak.....	235
BAB XI KESIMPULAN DAN SARAN.....	237

11.1 Kesimpulan.....	237
11.2 Saran.....	238
DAFTAR PUSTAKA.....	239
LAMPIRAN.....	241
BIODATA PENULIS.....	270

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Denah Lantai 1-12 Setelah dimodifikasi..	1
Gambar 2.1	Pelat Pracetak Tanpa Lubang.....	8
Gambar 2.2	Pelat Pracetak berlubang	8
Gambar 2.3	Pelat Pracetak <i>Double Tee</i>	9
Gambar 2.4	Balok Berpenampang Persegi.....	10
Gambar 2.5	Balok Penampang L.....	11
Gambar 2.6	Balok T terbalik.....	11
Gambar 2.7	Pemodelan Beban Pracetak dengan Dua Titil Angkat.....	12
Gambar 2.8	Letak Titik Angkat Pelat Pracetak.....	13
Gambar 2.9	Pemodelan Beban Pracetak dengan Empat Titik Angkat.....	13
Gambar 2.10	Pengangkatan Balok Pracetak.....	14
Gambar 2.11	Pembebanan Balok Pracetak Saat Pengangkatan.....	14
Gambar 3.1	Diagram Alir Perencanaan.....	20
Gambar 3.2	Tinggi Efektif Pelat.....	24
Gambar 4.1	Denah Pembalokan.....	37
Gambar 4.2	Tipe Pelat Pada Lantai 1-12.....	40
Gambar 4.3	Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal.....	44
Gambar 5.1	Pemodelan Struktur Pada SAP.....	49
Gambar 5.2	Peta untuk Menentukan Harga Ss.....	53
Gambar 5.3	Peta untuk Menentukan Harga S1.....	54
Gambar 5.4	Simpangan Gedung Arah X.....	66
Gambar 5.5	Simpangan Gedung Arah Y.....	66
Gambar 6.1	Pelat tipe A.....	72
Gambar 6.2	Potongan Pelat.....	73
Gambar 6.3	Posisi Titik Angkat Pelat.....	77

Gambar 6.4	Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit.....	82
Gambar 6.5	Posisi Titik Angkat	84
Gambar 6.6	Gambar Momen Pengangkatan Pelat Arah i.....	85
Gambar 6.7	Gambar Momen Pengangkatan Pelat Arah j.....	85
Gambar 6.8	Tampak Atas Tangga 1.....	90
Gambar 6.9	Tampak Samping Tangga 1.....	90
Gambar 6.10	Pemodelan Struktur Tangga 1.....	92
Gambar 6.11	Gambar Gaya Dalam.....	95
Gambar 6.12	Perencanaan Balok Anak.....	102
Gambar 6.13	Dimensi Balok Anak.....	103
Gambar 6.14	Momen Saat Pengangkatan Balok Anak.....	104
Gambar 6.15	Letak Titik Pengangkatan.....	115
Gambar 7.1	Detail Pembalokan.....	128
Gambar 7.2	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit.....	131
Gambar 7.3	Pembebanan Sebelum Komposit.....	133
Gambar 7.4	Denah Pembalokan.....	136
Gambar 7.5	Momen Saat Pengangkatan Balok Induk.....	153
Gambar 7.6	Letak titik Pengangkatan.....	154
Gambar 7.7	Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom.....	159
Gambar 7.8	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK.....	161
Gambar 7.9	Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom.....	163
Gambar 7.10	Permodelan Pada PCACOL.....	168
Gambar 7.11	Output dari PCACOL.....	169

Gambar 7.12	Permodelan pada PCACOL.....	175
Gambar 7.13	Output dari PCACOL.....	175
Gambar 8.1	Penyaluran Gaya Pada Sambungan Balok-Kolom.....	182
Gambar 8.2	Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom.....	182
Gambar 8.3	Geometrik Konsol Pendek.....	183
Gambar 8.4	Single Sided Connection.....	186
Gambar 8.5	Double Sided Connection.....	187
Gambar 8.6	Gaya Aksial Maksium Profil Sambungan.....	188
Gambar 9.1	Pembagian Segmen Tiang Pancang.....	202
Gambar 9.2	Gaya-gaya Dalam yang Terjadi.....	212
Gambar 9.3	Group Tiang Pancang Tipe 1.....	213
Gambar 9.4	Diagram Gaya Lateral Tiang.....	215
Gambar 9.5	Area Kritis Geser Pons Dua Arah.....	218
Gambar 9.6	Area Kritis Geser Pons Satu Arah.....	220
Gambar 9.7	Area Geser Akibat Tiang Pancang Individu.....	221
Gambar 9.8	Area Momen Pile Cap.....	222
Gambar 9.9	Hasil Output dari PCACOL.....	225

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Jenis Sambungan.....	1
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	38
Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	39
Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	43
Tabel 4.4 Beban yang Diterima Lantai Atap dan Lantai 12-9.....	45
Tabel 4.5 Beban yang Diterima Lantai 8-5.....	46
Tabel 4.5 Beban yang Diterima Lantai 4-1.....	47
Tabel 5.1 Rekap Pembebanan Gravitasi.....	51
Tabel 5.2 Pembebanan Gravitasi Pada SAP.....	52
Tabel 5.3 Koefisien Situs, F_a	55
Tabel 5.4 Koefisien Situs, F_v	55
Tabel 5.5 Faktor Keutamaan Gempa.....	56
Tabel 5.6 Kategori Desain Seismik.....	58
Tabel 5.7 Koefisien C_u	58
Tabel 5.8 Koefisien C_t dan α	58
Tabel 5.9 Modal Period dan Frekuensi.....	59
Tabel 5.10 Berat Efektif Struktur.....	61
Tabel 5.11 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y.....	62
Tabel 5.12 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser akibat Gempa Arah X dan Arah Y.....	63
Tabel 5.13 Modal Partisipasi Massa.....	64
Tabel 6.1 Rekapitulasi Tulangan Terpasang pada Pelat.....	88
Tabel 8.1 Hasil Rekapitulasi Sambungan Kolom Sejenis.....	195
Tabel 8.2 Hasil Rekapitulasi Kolom Dimensi Berbeda.....	195
Tabel 9.1 Gaya Dalam Pada Kolom.....	198
Tabel 9.2 Gaya Dalam Pada Shear Wall.....	200
Tabel 9.3 Hasil Data N_{spt}	203
Tabel 9.4 Kebutuhan Tiang pancang Kolom.....	208
Tabel 9.5 Kebutuhan Tiang pancang Gabungan Tipe 3.....	209

Tabel 9.6 Kebutuhan Tiangp Pancang Gabungan Tipe 4...	209
Tabel 9.7 Kebutuhan Tiangp Pancang Gabungan Tipe 5...	209
Tabel 9.8 Kebutuhan Tiangp Pancang Gabungan Tipe 3...	210
Tabel 9.9 Tipe-tie Kombinasi Tiang Pancang.....	211
Tabel 9.10 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	212
Tabel 9.11 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang.....	215
Tabel 9.11 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lteral.....	218
Tabel 9.12 Rekapitulasi Penulangan.....	228

BAB I

PENDAHULUAN

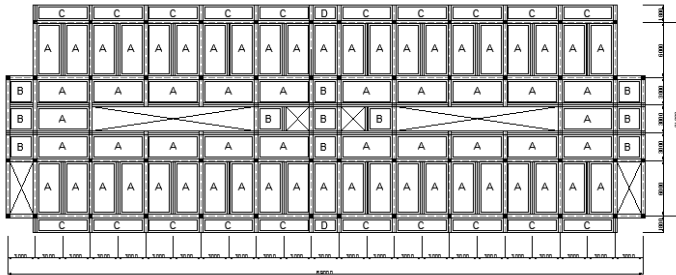
1.1 Latar Belakang

Beton merupakan salah satu bahan konstruksi yang sangat penting dalam struktur bangunan. Beton adalah campuran antara semen *portland* atau semen hidrolik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk massa padat (SNI-03-2847-2002). Seiring dengan berkembangnya teknologi, metode pengerjaan konstruksi semakin maju, contohnya menggunakan metode beton pracetak. Beton pracetak merupakan elemen atau komponen beton tanpa atau dengan tulangan yang dicetak terlebih dahulu sebelum dirakit menjadi bangunan (SNI-03-2847-2002). Beton pracetak berada di dalam pengawasan pabrik dengan kualitas kontrol yang baik kemudian dipasang kelapangan setelah beton sudah cukup umur.

Kebutuhan akan tempat tinggal yang layak di Surabaya semakin meningkat, namun ketersediaan akan lahan sangat terbatas. Pada wilayah Kecamatan Wonokromo yang beberapa wilayahnya memiliki titik-titik pemukiman kumuh. Salah satu wilayah kumuh tersebut berada di Kelurahan Ngagel. Kondisi pemukiman di wilayah ini padat dan kumuh serta sarana prasarana yang kurang memadai. Sehingga akan dibangun Rumah Susun di Kelurahan Ngagel, Kecamatan Wonokromo, Kota Surabaya. Rumah Susun pada wilayah Ngagel akan dibangun sama dengan Rumah Susun Rawa Bebek di Jakarta.

Pembangunan Rumah Susun Surabaya ini bertujuan agar masyarakat memiliki tempat tinggal yang layak dan memiliki sarana dan prasarana lingkungan yang memadai. Diperlukan percepatan pembangunan Rumah Susun Surabaya karena ingin segera dihuni oleh masyarakat agar masyarakat disekitar daerah Ngagel memiliki tempat tinggal yang layak dan dibangun dengan

biaya yang lebih rendah dibandingkan dengan konstruksi biaya gedung Rumah Susun Rawa Bebek di Jakarta sebelumnya.



Gambar 1.1 Denah Lantai 1-12 Setelah Dimodifikasi

Rumah Susun Rawa Bebek berada di JL. Raya Rawa Bebek, Kelurahan Pulo Gebang, Kecamatan Cakung, Jakarta Timur terdiri dari enam lantai. Pada perencanaan ini akan dilakukan modifikasi pada Gedung Rumah Susun Surabaya setinggi 12 lantai. Atas dasar kebutuhan akan pembangunan Rumah Susun, maka diperlukan percepatan dalam proses pembangunan. Perencanaan struktur Rumah Susun Surabaya dimodifikasi dengan menggunakan metode beton pracetak pada balok, kolom dan pelat. Penggunaan beton pracetak pada balok, kolom dan pelat lebih efektif dan efisien dibandingkan menggunakan pengecoran setempat karena gedung ini bersifat tipikal.

Sistem pracetak cocok digunakan pada bangunan modular, seperti pada rumah susun. Pemilihan pembangunan Rumah Susun Surabaya lebih efektif dan efisien dengan menggunakan metode pracetak karena memiliki keunggulan yaitu penggunaan cetakan beton yang tidak banyak variasi dan biasa

digunakan berulang-ulang, kualitas kontrol mutu yang baik, waktu pelaksanaan konstruksi lebih cepat dan lebih mudah, pengurangan penggunaan perancah dan pemakaian tenaga kerja disesuaikan dengan kebutuhan produksi.

Dalam proses konstruksi yang menggunakan beton pracetak, pembuatan komponen beton berupa balok, kolom, dan pelat beton pracetak dilakukan di suatu tempat yang berada di dekat lokasi pembangunan gedung (*off site fabrication*). Setelah cukup umur, komponen tersebut dipasang di lokasi (*installation*), kemudian sambungan antar komponen di *grout* dengan beton mutu tinggi. Beton pracetak dalam pelaksanaannya dikirim oleh pabrik ke lapangan lalu dipasang oleh pekerja ahli sehingga menghasilkan beton pracetak yang satu kesatuan. Aspek perencanaan ditentukan oleh metoda pelaksanaan dari pabrikasi, penyatuan dan pemasangannya, serta ditentukan oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join (*Abduh, 2007*).

Beton pra cetak dalam proses cetak dan pemeliharaanya berada dibawah pengawasan pabrik dan tidak terpengaruh cuaca ekstrem sehingga menghasilkan beton dengan mutu tinggi. Pemasangan komponen pracetak ada tiga tahap yaitu penulangan saat pengangkatan, penulangan saat beton *overtopping* belum kering, dan penulangan saat beton *overtopping* sudah kering.

1.2 Perumusan Masalah

Rumusan Masalah Utama:

Bagaimana melakukan perencanaan gedung Rumah Susun Surabaya dengan menggunakan sistem pracetak?

Detail Permasalahan :

1. Bagaimana merencanakan dimensi pada balok, kolom dan pelat tanpa mengubah fungsi bangunan?
2. Bagaimana merencanakan detailing sambungan pada beton pracetak?
3. Bagaimana analisa dan perhitungan perencanaan struktur rumah susun yang tahan gempa?
4. Bagaimana analisa struktur gedung Rumah Susun Surabaya dengan program bantu SAP 2000.15 ?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan struktur Rumah Susun Surabaya?

1.3 Tujuan

Tujuan dari modifikasi perancangan struktur Rumah Susun Surabaya dengan metode pracetak, yaitu :

1. Merencanakan dimensi pada balok, kolom dan pelat yang efisien tanpa mengubah fungsi bangunan.
2. Merencanakan detail sambungan pada beton pracetak.
3. Menganalisa dan menghitung perencanaan pada rumah susun yang tahan gempa.
4. Menganalisa struktur gedung Rumah Susun Surabaya dengan program bantu SAP 2000.
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan struktur gedung Rumah Susun Surabaya.
6. Menuangkan hasil perhitungan struktur Rumah Susun Surabaya ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari modifikasi perancangan gedung Rumah Susun Surabaya dengan metode pracetak, yaitu :

1. Penggunaan beton pracetak hanya digunakan pada struktur balok, kolom dan pelat.
2. Beton pracetak yang dianalisis adalah beton pracetak biasa (*non-prestressed*).
3. Tidak meninjau dari segi manajemen konstruksi dan arsitektural.
4. Menggunakan program analisa program bantu SAP 2000, AutoCAD 2014 dan pcacol.
5. Perancangan modifikasi Rumah Susun Surabaya menggunakan desain gedung tower E pada Rumah Susun Rawa Bebek.
6. Perancangan tidak meliputi utilitas bangunan, sanitasim plumbing, mechanical, instalasi listrik, dan finishing.

1.5 Manfaat

Manfaat dari modifikasi perancangan gedung Rumah Susun Surabaya dengan metode pracetak, yaitu :

1. Memahami perancangan pada struktur gedung bertingkat menggunakan metode beton pracetak.
2. Mengetahui detail sambungan pada beton pracetak .
3. Dapat digunakan sebagai referensi dalam perencanaan gedung menggunakan sistem pracetak.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Struktur bangunan merupakan bagian dari sistem bangunan yang berfungsi menyalurkan beban yang diakibatkan oleh adanya bangunan diatas tanah. Struktur terdiri dari elemen-elemen yang terintegrasi dan berfungsi sebagai satu kesatuan utuh untuk menyalurkan semua gaya-gaya yang bekerja.

Beton pracetak merupakan sistem yang sangat berkembang. Elemen struktur pracetak pada mulanya dibuat didalam pengawasan pabrik, setelah beton sudah cukup umur elemen-elemen tersebut dirakit dilapangan menjadi satu kesatuan (Weyantadji dkk, 2008)

2.2. Sistem Struktur Gedung

Ada beberapa sistem struktur yang biasa digunakan sebagai penahan gaya gempa pada gedung akan tetapi pada sub-bab ini hanya dijelaskan yang berkaitan dengan topik penulis ambil antara lain :

- **Sistem Rangka Pemikul Momen**

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem struktur yang komponen-komponen struktur menahan gaya gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem rangka pemikul momen dibagi menjadi tiga jenis, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah) dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

1. Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) memiliki dinding struktur dengan beton biasa. SRPMB digunakan pada daerah dengan resiko gempa rendah.
2. Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa

(SDSB) menggunakan beton tanpa detailing khusus. SRPMM digunakan pada daerah dengan gempa sedang.

3. Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) menggunakan beton khusus. SRPMK digunakan pada daerah dengan resiko gempa tinggi.

- **Dinding Geser**

Dinding geser adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. Dinding geser memberikan kekuatan lateral yang diperlukan untuk melawan kekuatan gempa horizontal.

- **Sistem Ganda**

Sistem ganda adalah sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral. Kedua sistem ini harus direncanakan untuk memikul seluruh beban lateral dengan memperhatikan siteraksi sistem struktur.

2.3. Tinjauan Elemen Pracetak

Berikut merupakan elemen-elemen beton praceraaj yang umumnya digunakan :

2.3.1. Pelat

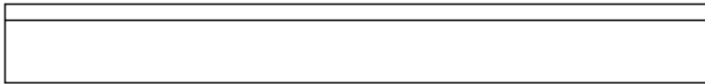
Pelat merupakan struktur tipis yang dibuat dari beton dengan bidang yang arahnya horizontal dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut (Kalingga, 2015). Pada waktu pengangkutan pelat beton pracetak atau sebelum komposit, beban

yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi pada saat pelat sudah komposit.

Dalam *PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete*, ada tiga macam pelat pracetak (*precast slab*) yang umum diproduksi dan digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain :

1) Pelat Pracetak Tanpa Lubang (*Solid Slab*)

Adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa.



Gambar 2.1. Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slab*)
(Sumber: *PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete*)

2) Pelat Pracetak Berlubang (*Hollow Core Slab*)

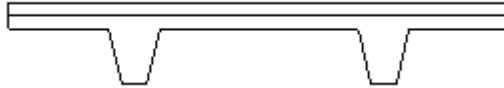
Pelat ini merupakan pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi.



Gambar 2.2. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)
(Sumber: *PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete*)

3) Pelat Pracetak *Double Tee*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.



Gambar 2.3. Pelat pracetak *Double Tee*
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.3.2. Balok

Untuk balok pracetak (*Precast Beam*), ada tiga jenis balok yang sering atau umum digunakan, yaitu:

1) Balok Berpenampang Persegi (*Rectangular Beam*)

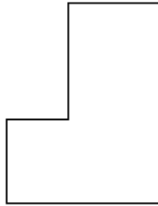
Keuntungan dari balok jenis ini adalah sewaktu fabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan.



Gambar 2.4. Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*)

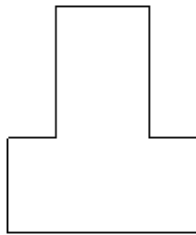
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2) Balok Berpenampang L (*Ledger Beam*)



Gambar 2.5. Balok berpenampang L (*Ledger Beam*)
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

3) Balok Berpenampang T Terbalik (*Inverted Tee Beam*)



Gambar 2.6. Balok T terbalik (*Inverted Tee Beam*)
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

2.3.3. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Menurut SNI 2847-2013 pasal 16.5.1.3 kolom pracetak harus memiliki kekuatan nominal dalam kondisi tarik tidak kurang dari $1,4A_g$ dalam N.

2.4. Tinjauan Titik Angkat dan Sokongan

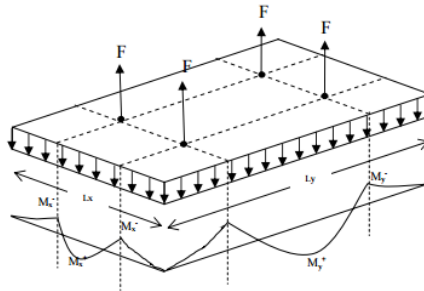
Dalam penanganan pada produk pracetak perlu diperhatikan pada saat proses pengangkatan dan penyimpanan. Untuk menjamin agar produk pracetak tidak mengalami kerusakan/retak, maka kita harus memperhatikan hal-hal yang tertera pada

PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete Chapter 5. Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam memperlakukan elemen beton pracetak :

2.4.1. Analisis Elemen Pelat Pracetak saat Pengangkatan

Pada saat pelat pracetak diangkat, beban yang bekerja pada plat adalah berat sendiri pelat pracetak.

a) Dua Titik Angkat



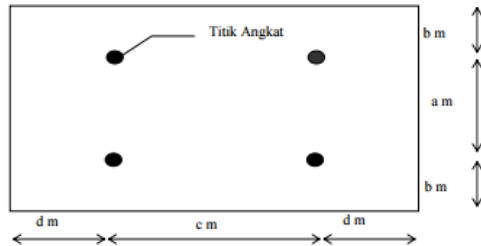
Gambar 2.7. Pemodelan Beban Pracetak dengan Dua Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0,0107 w a^2 b$$

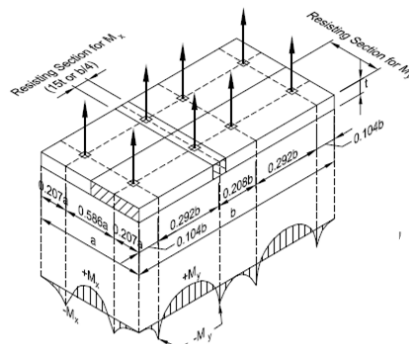
$$+M_y = -M_y = 0,0107 w a b^2$$

- M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan $15t$ atau $b/2$
- M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 2.11 Letak Titik Angkat Pelat Pracetak

b) Empat Titik Angkat



Gambar 2.8. Permodelan Beban Pracetak dengan Empat Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

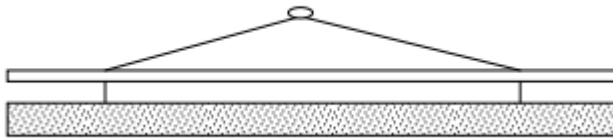
$$+M_x = -M_x = 0,0054 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0,0027 w a b^2$$

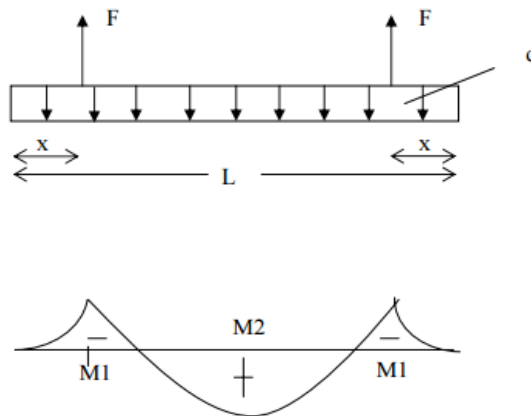
- M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan $15t$ atau $b/4$
- M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

2.4.2. Analisa Elemen Balok Pracetak saat Pengangkatan

Pada saat dilakukan pengangkatan balok pracetak, pemasangan angkur dilakukan pada tumpuan. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan. Hal ini menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan.



Gambar 2.9. Pengangkatan Balok Pracetak



Gambar 2.10. Pembebanan Balok Pracetak Saat Pengangkatan

2.5. Perencanaan Sambungan

Salah satu bagian yang terpenting dalam struktur pracetak merupakan bagian sambungan (*joint*) yang menghubungkan

masing-masing komponen beton pracetak menjadi satu kesatuan yang monolit. Sambungan dalam elemen pracetak berfungsi sebagai penghubung antar elemen pracetak dan menyalurkan beban gaya yang bekerja antar elemen struktur yang akan diteruskan ke pondasi.

Sambungan merupakan bagian struktur pracetak yang paling penting dalam mentransfer gaya dan berperilaku sebagai penghubung antara komponen-komponen pracetak yang disambung.

Metode yang digunakan dalam menyatukan komponen-komponen beton pracetak dibedakan menjadi dua (*Tihamer Koncs dalam H. Wahyudi, 2010*) yaitu:

1) Sambungan Kering (*Dry connection*)

Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara plat besi dilakukan dengan baut dan las. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.

2) Sambungan Basah (*In-situ concrete joints*)

Sambungan basah adalah metode penyambungan komponen beton pracetak. Sambungan basah baru dapat berfungsi secara efektif setelah beberapa waktu tertentu. Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak dimana antar tulangan dihubungkan dengan bantuan *mechanical joints, mechanical coupled, splice sleeve* atau panjang saluran.

Tabel 2.1 Perbandingan Jenis Sambungan

Deskripsi	In Situ Concrete Joints	Bolted&Welded Connection	Prestressed Connection
Jenis sambungan	Basah	Kering	Basah
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk setting time	Lebih cepat 25% - 40% dibandingkan dengan cor ditempat	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk setting time
Toleransi Dimensi	Lebih tinggi dibandingkan dengan sambungan baut dan las	Rendah dan dibutuhkan akurasi yang tinggi dalam proses produksi dan pemasangan	Lebih tinggi dibandingkan dengan sambungan baut dan las

Prinsip perencanaan sambungan pada elemen pracetak dapat dikelompokkan dalam dua kategori (*Elly Tjahjono dan Heru Purnomo, 2004*) yaitu, pertama sambungan kuat (strong connection), bila sambungan antar elemen pracetak tetap berperilaku elastis pada saat gempa kuat, sistem sambungan harus dan terbukti secara teoritis dan eksperimental memiliki kekuatan dan ketegaran yang minimal sama dengan yang dimiliki struktur sambungan beton monolit yang setara. Kedua sambungan daktail (ductile connection), bila pada sambungan boleh terjadi deformasi inelestis, sistem sambungan harus terbukti secara teoritis dan eksperimental memenuhi persyaratan kehandalan dan kekakuan struktur tahan gempa.

Desain sambungan yang dipakai dalam perancangan ini adalah sambungan basah. Jenis sambungan ini dapat berfungsi dengan baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah sangat dianjurkan untuk di bangunan daerah rawan gempa karena menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.

2.6. Metode Pembangunan dengan Konstruksi Pracetak

Dalam proses konstruksi dengan menggunakan beton pracetak, perlu adanya perhatian khusus sebagai berikut:

a) Rangkaian kegiatan dalam proses produksi :

1. Pembuatan rangka tulangan
2. Pembuat cetakan (*moulding*)
3. Pembuatan campuran beton
4. Pengecoran beton (*concreting*)
5. Perawatan (*curing*)
6. Penyempurnaan akhir
7. Penyimpanan

b) Alat angkat dan transportasi

Alat angkat adalah untuk alat untuk memindahkan elemen dari penumpukan ke posisi penyambungan (perakitan). Peralatan angkat untuk memasang dapat dikategorikan sebagai berikut :

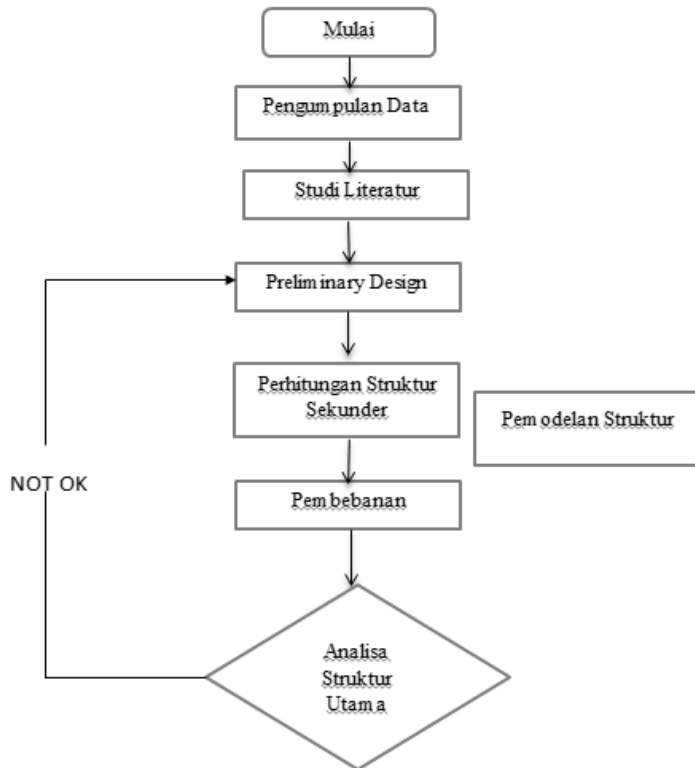
1. *Mobile Crane*
2. *Tower Crane*
3. *Teleoscopic Crane*

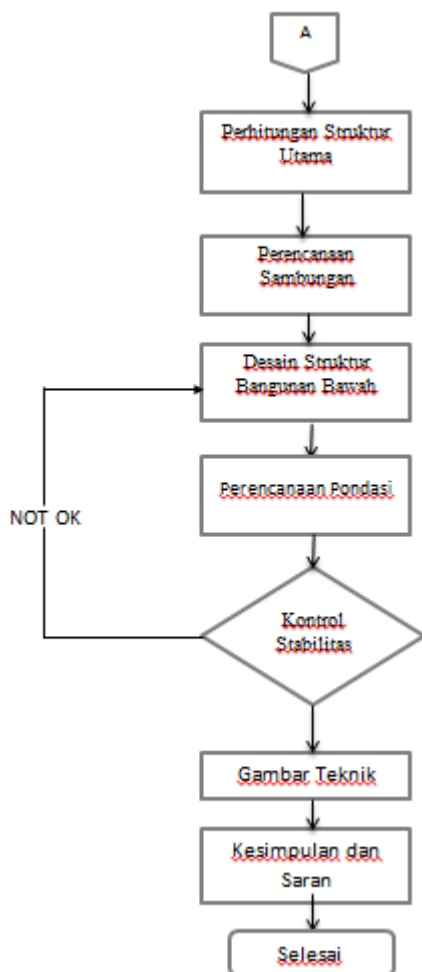
“Halaman ini sengaja dikosongkan....”

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Berikut ini merupakan diagram alir tahapan perencanaan secara keseluruhan:





Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan

3.2 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam Perencanaan yaitu :

1. Data Umum Bangunan :

Gedung : Rumah Susun Rawa Bebek
 Tipe Bangunan : Rumah Susun
 Lokasi : JL. Raya Rawa Bebek,
 Kelurahan Pulo Gebang,
 Kecamatan Cakung, Jakarta Timur
 Tinggi Total Bangunan : 17.9m
 Luas Lahan untuk Bangunan : 1039.94 m²
 Struktur utama : Beton bertulang

2. Data Bahan :

Kekuatan tekan beton (f'_c) : 30 MPa
 Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa \geq ($\phi 10$)
 : 240 Mpa $<$ ($\phi 10$)
 Data Tanah : Seperti terlampir

3. Data Gambar :

- Gambar Struktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

1. Data Umum Bangunan :

Gedung : Rumah Susun Surabaya
 Tipe Bangunan : Rumah Susun
 Lokasi : Kelurahan Ngagel, Kecamatan
 Wonokromo, Surabaya Selatan
 Tinggi Total Bangunan : 37.4m
 Luas Lahan untuk Bangunan : 1039.94 m²
 Struktur utama : Beton pracetak (non
 prategang)

2. Data Bahan :

Kekuatan tekan beton (f'_c) : 30 MPa

Mutu Baja (f_y)	: 400 Mpa
Data Tanah	: Seperti terlampir

3. Data Gambar :

- Gambar Struktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)

3.3 Studi Literatur

Mencari literatur dan peraturan gedung (building code) yang menjadi acuan dalam pengerjaan tugas akhir ini. Adapun beberapa literatur serta peraturan gedung tersebut antara lain adalah sebagai berikut :

- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012)
- Departemen Pekerjaan Umum. 1971. Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBBI 1971)
- PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete

3.4 Preliminary Design

Menentukan Dimensi Elemen Struktur Gedung yang akan digunakan pada perhitungan perancangan selanjutnya. Preliminary Design ini meliputi dimensi pelat, balok, kolom, tangga dan shear wall.

3.4.1 Dimensi Pelat

Pelat merupakan komponen struktural yang langsung dikenai beban di atasnya. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 berikut merupakan langkah-langkah perhitungan untuk merancang dimensi pelat adalah:

1. Tentukan terlebih dahulu jenis pelat yang dipakai termasuk pelat satu arah (*One-way slab*) atau pelat dua arah (*two-way slab*).
2. Tebal minimum termasuk pelat satu arah (*One-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
 - a) Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2
 1. Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
 2. Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
 - b) Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, **h** ketebalan pelat tidak boleh kurang dari :

$$\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)$$

dan tidak boleh kurang dari $h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)}$
(SNI 03-2847- 2013, persamaan 9-12)

- c) Untuk α_m lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

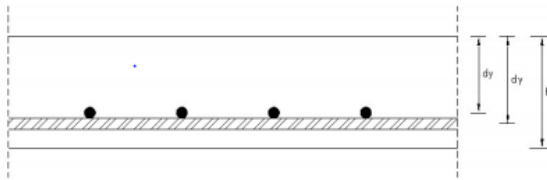
(SNI 03-2847-2013, persamaan 9-13)

keterangan:

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek pelat

α_m = nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

4. Menentukan momen yang bekerja pada pelat
5. Struktur beton tidak menahan tarik. Oleh sebab itu pada daerah tersebut dibutuhkan tulangan untuk menahan tarik. Cara-cara untuk menentukan tulangan pada daerah tarik :
 - a. Menetapkan tebal penutup beton
 - b. Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah x dan arah y.
 - c. Mencari tinggi efektif dalam arah x dan arah y.



Gambar 3.2 Tinggi Efektif pelat

3.4.2 Dimensi Balok

Perancangan dimensi balok menggunakan rumus berdasarkan SNI-2847-2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \quad \text{digunakan apabila } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{digunakan untuk } f_y \text{ selain } 420 \text{ Mpa}$$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003w_c) \quad \text{digunakan untuk nilai } w_c \text{ 1440}$$

sampai 1840 kg/m³

Dimana:

b = Lebar balok

h = Tinggi balok

L = Panjang balok

Tebal balok pracetak diperiksa kekuatannya pada kondisi pengangkatan dan pada saat pemasangan beton *topping* baik *topping* yang dari pelat maupun balok itu sendiri, lalu akan direncanakan tulangan yang dibutuhkan.

3.4.3 Dimensi Kolom

Kolom merupakan elemen vertikal yang menyalurkan beban dari balok ke pondasi bawah. Kolom menerima beban aksial tekan dan torsi akibat dari beban di atasnya dan beban pada balok dan pelat. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (3-1)$$

Dimana, W = Beban aksial yang diterima kolom
 f_c' = Kuat tekan beton karakteristik
 A = Luas penampang kolom

3.4.4 Dimensi Dinding Geser (*Shear Wall*)

Dinding geser direncanakan berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 16.5.3.1 yaitu ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil dan tidak kurang dari 100mm.

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

3.5.1 Dimensi Tangga

Pada perencanaan tangga menggunakan metode konvensional. Perletakan diasumsikan sebagai sendi-sendi agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa.

Syarat perencanaan tangga yaitu:

$$60 \leq 2.t \leq 65$$

Syarat kemiringan tangga :

$$20 \leq a \leq 40$$

Keterangan:

I = Lebar injakan

T = Tinggi injaka

a = Kemiringan tangga

3.5.2 Perencanaan Struktur Atap

Konstruksi atap memiliki fungsi kuat menahan berat sendiri dan tahan terhadap beban-beban yang bekerja padanya. Perhitungan dilakukan terpisah karna hanya sebagai beban bagi konstruksi utama.

3.5.3 Perencanaan Lift

Perencanaan lift dilakukan sesuai dengan jumlah lantai dan perkiraan jumlah pengguna lift. Metode perhitungan dilakukan dengan analisis terhadap konstruksi ruangan tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

3.6 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur terdiri dari beban gravitasi (beban mati dan hidup), beban lateral (gempa) dan beban angin.

A. Beban Gravitasi

- Beban mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang menjadi satu kesatuan termasuk atap, plafon, dinding, lantai, finishing serta komponen arsitektural. Beban yang digunakan pada perencanaan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983)

- Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung. Beban Hidup pada lantai gedung, sudah

termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan dan juga dinding pemisah ringan ($q \leq 100 \text{ kg/m}^2$). Beban yang digunakan pada perencanaan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

B. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1727-2013).

- Penentuan respon spektrum
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI-03-1726-2012
- Respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{Persamaan 7.8-2 SNI 03-1726-2012})$$

Dimana :

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 03-1726-2012)

S_{DS} = percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$$C_s \max \geq C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral
 $V = C_s \times W$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan :

W = berat seismik efektif menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.7.2

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1.1

C. Beban Angin

Beban angin yang digunakan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983

3.6.1 Kombinasi Pembebanan

Dalam perencanaan struktur, beban harus dikombinasikan dengan faktor-faktor tertentu sehingga mendapatkan envelope dari keseluruhan beban yang menghasilkan beban ultimate sebagai dasar perencanaan. Kombinasi beban terfaktor diatur dalam SNI-1727-2013 pasal 2.3.2 yaitu sebagai berikut.

1. 1.4 D
1. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr atau S atau R)
2. 1.2 D + 1.6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0.5 W)
3. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau S atau R)
4. 1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S
5. 0,9 D + 1,0 W
6. 0,9 D + 1,0 E

Keterangan :D: dead load (beban mati)

E: beban gempa

L: live load (beban hidup)

Lr: beban hidup atap

S: beban salju

R: beban hujan

W: beban angin

3.7 Analisa Struktur

Elemen struktur gedung ini dilaksanakan dengan metode pracetak dengan mutu beton yang sama dengan elemen beton. Gaya dalam yang bekerja dihitung dengan software SAP 2000.15.

3.8 Perencanaan Struktur Utama

Perhitungan perencanaan pada struktur utama dilakukan setelah perhitungan struktur sekunder dan gaya yang didapat dari hasil analisa struktur, selanjutnya dilakukan perencanaan struktur utama.

3.8.1 Perhitungan Tulangan Geser

- a) Desain penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada $\phi V_n \geq V_u$ dimana V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang dan V_n adalah kekuatan geser nominal yang dihitung dengan persamaan

$$V_n = V_s + V_c$$

V_c = gaya geser yang disediakan oleh beton

V_s = gaya geser yang disediakan oleh tulangan sengkang.

- b) Nilai V_c diatur dalam persamaan berikut
- Komponen struktur yang dikenai beban geser dan lentur saja

$$V_c = (0.16 \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b w d$$

Tetapi tidak lebih besar dari $0.29 \lambda \sqrt{f_c'} b w d$ dan $V_u M_u$ tidak boleh lebih dari 1.

- Komponen struktur yang dikenai tekan aksial

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b w d$$

- c) Tulangan geser diatur dengan persamaan

$$V_s = \frac{A_v f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s}$$

- d) Tulangan geser dibutuhkan bila $V_u \geq 0.5 \phi V_c$

8.2 Perencanaan Tulangan Balok

8.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada diagram alir (Gambar 3.1) .

8.2.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 03-2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\Phi V_n \geq V_u$, dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s)

$V_n = V_c + V_s$ (SNI 03-2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)
untuk

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_wd \quad (\text{SNI 03-2847-2013,}$$

Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2002,}$$

Pasal 11.1)

Dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

8.2.3 Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila :

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (\text{SNI } 03-2847-2013, \text{ Pasal } 11.5.1)$$

11.5.1)

Perencanaan penampang terhadap torsi :

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{SNI } 03-2847-2013, \text{ Pasal } 11.5.3.5 \text{ pers.11-20})$$

Tulangan sengkang untuk puntir :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_0 \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cot \theta \quad (\text{SNI } 03-2847-2013, \text{ Pasal } 11.5.3.6 \text{ pers.11-21})$$

Pasal 11.5.3.6 pers.11-21)

Keterangan :

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen tosi

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

mm²

3.9 Perencanaan Sambungan

Sambungan pada sistem pracetak merupakan bagian yang sangat penting. Bagian ini berfungsi untuk meneruskan gaya antar setiap elemen pracetak yang disambung. Kelemahan konstruksi sistem pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit sehingga lemah dalam menahan beban gempa.

3.9.1 Perencanaan Sambungan Pada Balok dan Kolom

Perencanaan sambungan balok dan kolom menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan konsol pendek pada kolom kemudian digunakan sambungan BECO Beam Shoe

digunakan bersamaan dengan COPRA Anchoring Couplers. Beam shoe berada di dalam balok sedangkan anchoring coupler berada pada kolom. Perencanaan ketentuan khusus untuk konsol pendek berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.8. Sedangkan untuk sambungan balok kolom berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.

3.9.2 Perencanaan Sambungan Pada Balok Induk dengan Balok Anak

Perencanaan tulangan utama balok anak berdasarkan SNI 03-2847-2013. Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya $1/180$ kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 13.7.3.

3.9.3 Perencanaan Sambungan Pada Balok dengan Pelat

Pada perencanaan sambungan pada balok dengan pelat harus dipastikan bahwa sambungan bersifat kaku, monolit dan terintegrasi. Gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak disalurkan pada elemen balok. Pendetailan tulangan sambungan berdasarkan SNI – 03 – 2847-2013 pasal 7.13

3.10 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi dilakukan berdasarkan besar beban yang dipikul dan berat bangunan atas, keadaan tanah, fungsi bangunan yang akan dipikul oleh pondasi tersebut.

Pemakaian tiang pancang digunakan pada pondasi suatu bangunan bila tanah keras mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam dan bila tanah dasar di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.

3.10.1 Analisa Daya Dukung Tanah

Ukuran dan jenis pondasi ditentukan dari daya dukung tanah dibawah pondasi tersebut sehingga diperlukan untuk melakukan analisa daya dukung tanah

3.10.2 Jenis Pondasi

Dalam perencanaan pondasi ini direncanakan jenis pondasi yang akan digunakan adalah pondasi group tiang pancang.

3.11 Gambar Rencana

Hasil dari analisa struktur berupa gambar teknik menggunakan program AutoCad 2014.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

4.1 Umum

4.2 Data Perencanaan

Sebelum perhitungan preliminary desain perlu diketahui terlebih dahulu data perencanaan dan beban-beban yang diterima oleh struktur gedung. Pada perencanaan Rumah Susun Surabaya dimodifikasi menggunakan beton pracetak biasa dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Fungsi bangunan : Rumah Susun
- Lokasi : Surabaya
- Jumlah lantai : 12 Lantai
- Ketinggian lantai : a) lantai 1 = 4m
b) lantai 2-11 = 3 m
c) lantai 12 = 3.4 m
- Tinggi bangunan : + 37.4 m
- Total luas area : $\pm 1424 \text{ m}^2$
- Mutu beton ($f'c$) : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Letak bangunan : Jauh dari pantai

4.2.1 Pembebanan

1. Beban Statis

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3
 - Tegel : 24 kg/m^3
 - Dinding $\frac{1}{2}$ bata : 250 kg/m^3
 - Plafond : 11 kg/m^3
 - Penggantung : 7 kg/m^3
 - Plumbing + duckting : 25 kg/m^3
 - Spesi : 21 kg/m^3
- Beban Hidup
 - Beban pekerja : 100 kg/m^3

- Lantai perkantoran : 250 kg/m³
 - Tangga dan bordes : 300 kg/m³
2. Beban Angin
- Jauh dari pantai : 25 kg/m³
3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012.

4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Modifikasi pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap dimana tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke site lalu dilakukan *over-topping* (*cor in site*) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak. Dengan system tersebut maka akan membentuk suatu struktur yang monolit.

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.a adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} L$$

Untuk lebar balok diambil $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

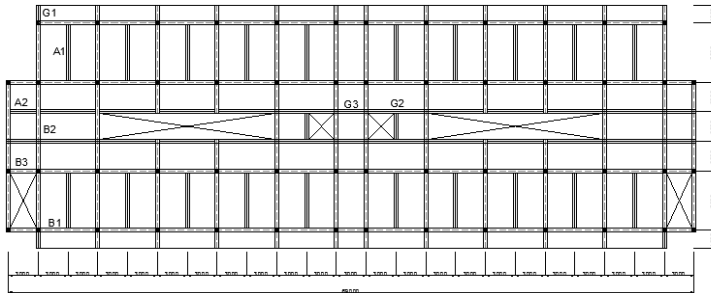
b = lebar balok

h = tinggi balok

L_b = lebar kotor dari balok

f_y = mutu baja tulangan

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi. Sehingga panjang bentang untuk menentukan dimensi balok induk berdasarkan gambar 4.1.



Gambar 4.1 Denah Pembalokan

4.3.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan sebagai balok dengan dua tumpuan sederhana dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa sehingga digunakan :

➤ **Balok induk melintang : L = 9 meter**

$$h_{min} = \frac{1}{16}L = \frac{1}{16} \times 900 = 56.25 \text{ cm}$$

$h_{min} = 56.25 \text{ cm}$ digunakan $h_{min} = 60 \text{ cm}$

$$b_{min} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 56.25 = 37.5 \text{ cm}, \text{ maka digunakan } = 40 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 40/60

➤ **Dimensi balok induk memanjang : L = 6 meter**

$$h_{min} = \frac{1}{16}L = \frac{1}{16} \times 600 = 37.5 \text{ cm}$$

$h_{min} = 37.5 \text{ cm}$ digunakan $h_{min} = 60 \text{ cm}$

$$b_{min} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 37.5 = 25 \text{ cm}, \text{ maka digunakan } = 40 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 40/60

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode Balok Induk	Bentang bersih (lb)	h _{min} (cm)	b _{min} (cm)	h _{pakai} (cm)	b _{pakai} (cm)	Dimensi (cm)
B1	600	37.5	25	60	40	40/60
B3	300	12.5	12.5	60	40	40/60
B1	600	25	25	60	40	40/60
B2	900	37.5	37.5	60	40	40/60

4.3.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa sehingga digunakan :

$$h_{min} = \frac{1}{21} L \quad (\text{SNI-03-2847-2013 Tabel 9.5.a})$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak arah melintang adalah :

$$h_{min} = \frac{1}{21} L = \frac{1}{21} \times 600 = 28.6 \text{ cm}$$

$h_{min} = 28.6 \text{ cm}$ digunakan $h_{min} = 50 \text{ cm}$

$$b_{min} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 28.6 = 19.04 \text{ cm, maka digunakan } = 30 \text{ cm}$$

maka digunakan balok anak arah melintang dengan dimensi 30/50

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Bentang bersih (lb)	h _{min} (cm)	b _{min} (cm)	h _{pakai} (cm)	b _{pakai} (cm)	Dimensi (cm)
A1	600	28.6	19.04	50	30	30/50
A2	300	14.3	12.5	50	30	30/50

4.3.3 Dimensi Balok Kantilever

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa sehingga digunakan :

$$h_{min} = 8L \quad (\text{SNI-03-2847-2013 Tabel 9.5.a})$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak arah melintang adalah :

$$h_{min} = \frac{1}{8}L = \frac{1}{8} \times 600 = 37.5 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 37.5 \text{ cm digunakan } h_{min} = 50 \text{ cm}$$

$$b_{min} = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 37.5 = 25 \text{ cm, maka digunakan } = 30 \text{ cm}$$

maka digunakan balok anak arah melintang dengan dimensi 30/50

4.4 Perencanaan Tebal Pelat

4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah

harus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a) seperti yang

4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 4 tipe pelat yang memiliki ukuran yaitu :

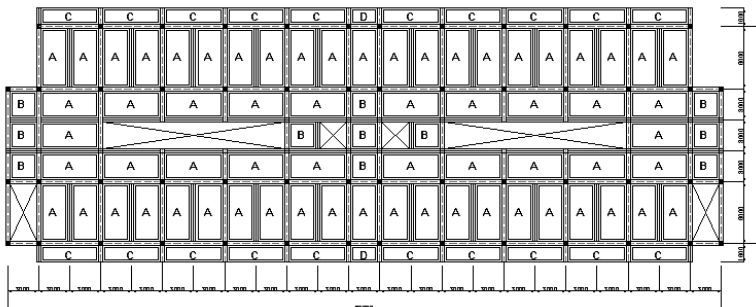
- Pelat tipe A : 600×300 cm
- Pelat tipe B : 300×300 cm
- Pelat tipe C : 600×180 cm
- Pelat tipe D : 300×180 cm

Keempat tipe pelat tersebut direncanakan dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 400 MPa

Untuk perencanaan tebal pelat diambil pelat dengan dimensi terluas dengan tebal sebesar 14 cm.

Dalam perencanaan ini, pelat berupa pelat pracetak yang kemudian pada saat pemasangan elemen pracetak tersebut dilanjutkan (pekerjaan overtopping). Denah pelat yang akan direncanakan disajikan dalam gambar 4.2 berikut ini :



Gambar 4.2 Tipe Pelat Pada Lantai 1-12

Dalam tugas akhir ini tipe pelat A dengan dimensi yaitu 6.00 x 3.00 m digunakan sebagai contoh perhitungan dimensi tebal pelat sehingga nilai L_n dan S_n yaitu :

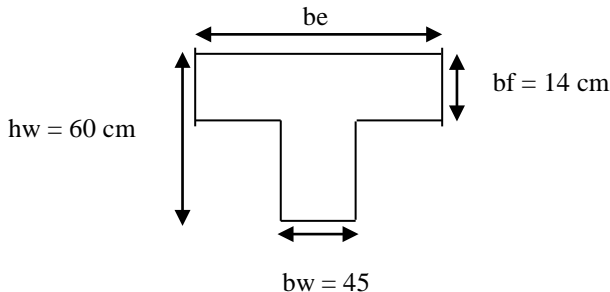
$$L_n = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

$$S_n = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 265 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{560}{265} = 2.11 > 2 \text{ (Pelat 1 arah)}$$

Untuk nilai $\beta > 2$ tergolong pelat satu arah, maka perhitungan lebar sayap efektif adalah :

- a. Untuk pelat yang dijepit pada balok 40/60 dan balok anak 40/50 dengan bentang sepanjang 390 cm



- Balok 40/60

$$be = \frac{1}{4} L_y = \frac{1}{4} (560) = 140 \text{ cm}$$

$$be = bw + 16 hf = 40 + 16 \cdot 14 = 264 \text{ cm}$$

Maka dipakai $be = 140 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw} \right) + 4 \left(\frac{hf}{hw} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{140}{40} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)\left(4 - 6\left(\frac{14}{60}\right) + 4\left(\frac{14}{60}\right)^2 + \left(\frac{140}{40} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)^3}{1 + \left(\frac{140}{40} - 1\right)\left(\frac{14}{60}\right)}$$

$$K = 1.681$$

$$I_{\text{Balok}} = K \cdot b w \frac{h_w^3}{12} = 1.681 \times 40 \times \frac{60^3}{12} = 242122.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Pelat}} = L_Y \frac{h_f^3}{12} = 560 \times \frac{14^3}{12} = 128053.3 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{Balok}}}{I_{\text{Pelat}}} = \frac{242122.8}{128053.3} = 1.89 \geq 2$$

αm

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5

$$h_{\min} = \frac{\ln(0.8+400/1400)}{36+5\beta(\alpha m-0.2)}$$

$$h_{\min} = \frac{560(0.8+400/1400)}{36+(5 \times 2.11(1.69-0.2))} \\ = 11.53 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

Tebal pelat yang direncanakan 14 cm telah memenuhi syarat.

Perincian elemen pelat yang merupakan pelat pracetak adalah :

- Untuk lantai 1-12
Tebal pelat pracetak = 8 cm
Tebal overtopping = 6 cm
- Untuk atap
Tebal pelat pracetak = 8 cm
Tebal overtopping = 6 cm

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat

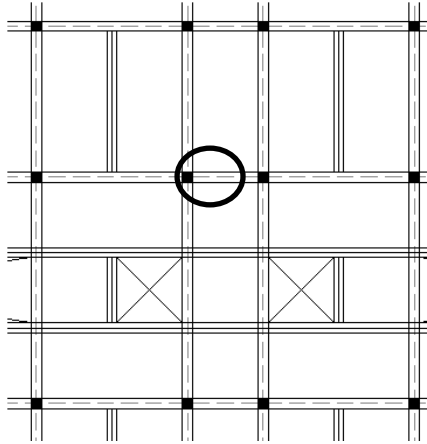
Tipe Pelat	P	L	Dimensi Balok Tepi Pelat			Ln	Sn	β	Ket	Hmin (cm)	h pakai (cm)
	(cm)	(cm)	B1	B2	A1	(cm)	(cm)				
A	600	300	40/60	40/60	40/50	560	265	2.113	1 Arah	11.04	14
B	300	300	40/60	40/60	40/50	260	265	0.981	1 Arah	6.297	14
C	600	180	30/50	30/50	30/50	570	150	3.80	1 Arah	9.452	14
D	300	180	30/50	30/50	30/50	270	150	1.8	1 Arah	5.54	14

4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 750 x 450 cm.

Menurut SNI 03-2847-2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 14 cm = 140 mm
- Tinggi lantai 1 = 4 m
- Tinggi tiap lantai 2-11 = 3 m
- Tinggi lantai 12 = 3.4 m
- Dimensi balok induk = 40/60
- Dimensi balok anak = 30/50



Gambar 4.3 Kolom yang ditinjau sebagai desain awal

Berdasarkan gambar 4.3 kolom yang ditinjau memikul beban pada luasan berukuran 7500 x 4500 m.

Beban-beban yang terjadi SNI 03-1727-2013, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 3 tingkatnya. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan sebagai tabel 4.4 berikut.

Tabel 4.4 Beban yang diterima lantai atap dan lantai 12-9

Pelat Atap						
Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	xlantai	Berat
Pelat lantai atap (14cm)	2400	4.5	7.5	0.14	1	11340
Penggantung	7	4.5	7.5	1	1	236.25
Plafon	11	4.5	7.5	1	1	371.25
Tegel	24			1	1	0
Spesi	21	4.5	7.5	1	1	708.75
Aspal	14	4.5	7.5	1	1	472.5
Ducting dan Plumbing	30	4.5	7.5	1	1	1012.5
Balok induk Melintang 50/60	2400	0.4	7.5	0.6	1	4320
Balok induk Memanjang 50/60	2400	0.4	4.5	0.6	1	2592
Balok Anak Memanjang 40/50	2400	0.3	7.5	0.5	1	2700
Dinding	250					0
Kolom	2400					0
					WD	23753.25
Beban Hidup						
Lantai Atap	100	29.25			1	2925
Air Hujan	20	29.25			1	585
					WL	3510
Pelat Lantai 12-9						
Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	xlantai	Berat
Pelat lantai atap (14cm)	2400	4.5	7.5	0.14	4	45360
Penggantung	7	4.5	7.5	1	4	945
Plafon	11	4.5	7.5	1	4	1485
Tegel	24	4.5	7.5	1	4	3240
Spesi	21	4.5	7.5	1	4	2835
Aspal	14			1	4	0
Ducting dan Plumbing	30	4.5	7.5	1	4	4050
Balok induk Melintang 50/60	2400	0.4	7.5	0.6	1	4320
Balok induk Memanjang 50/60	2400	0.4	4.5	0.6	1	2592
Balok Anak Memanjang 40/50	2400	0.3	7.5	0.5	1	2700
Dinding	250				4	0
Kolom 60/60	2400	0.8	0.8	3	4	18432
					WD	85959
Beban Hidup						
Lantai Rumah Susun	250	29.25			4	29250
					WL	29250
WD Total (kg)						109712.3
WL Total (kg)						32760

Jadi total beban untuk beban hiduup

$$LL = 0,75 \times WL$$

$$= 0.75 \times 32760 = 24570 \text{ Kg}$$

$$\text{Jadi Berat Total : } W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 (109712.3) + 1.6 (24570) = 170966.7 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ MPa} = 294 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 9.81 \text{ Kg/cm}^2)$$

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_{c'}} = 3 \times \frac{170966.7}{294} = 1744.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi :} \quad b^2 = 1744.6 \text{ cm}^2$$

$$b = 41.8 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 75/75 cm.

Tabel 4.5 Beban yang diterima lantai 8-5

Pelat lantai 8-5							
WD Total Diatasnya (kg)							109712.3
WL Total Diatasnya (kg)							32760
Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	x	lantai	Berat
Pelat lantai atap (14cm)	2400	4.5	7.5	0.14		4	45360
Penggantung	7	4.5	7.5	1		4	945
Plafon	11	4.5	7.5	1		4	1485
Tegel	24	4.5	7.5	1		4	3240
Spesi	21	4.5	7.5	1		4	2835
Aspal	14			1		4	0
Ducting dan Plumbing	30	4.5	7.5	1		4	4050
Balok Induk Melintang 50/60	2400	0.4	7.5	0.6	1		4320
Balok Induk Memanjang 50/60	2400	0.4	4.5	0.6	1		2592
Balok Anak Memanjang 40/50	2400	0.3	7.5	0.5	1		2700
Dinding	250					4	0
Kolom 70/70	2400	0.85	0.85	3		4	20808
					WD		88335
Beban Hidup							
Lantai Rumah Susun	250	29.25				4	29250
					WL		29250
WD Total (kg)							198047.3
WL Total (kg)							62010

Jadi total beban untuk beban hidup

$$LL = 0.75 \times WL = 0.75 \times 62010 = 46507.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Jadi Berat Total : } W = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 (198047.3) + 1.6 (46507.5) = 312068.7 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ MPa} = 294 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 9.81 \text{ Kg/cm}^2)$$

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_{c'}} = 3 \times \frac{312068.7}{294} = 3184.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi :} \quad b^2 = 3184.37 \text{ cm}^2$$

$$b = 56.4 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 80/80 cm.

Tabel 4.6 Beban yang diterima lantai 4-1

Pelat lantai atap 4-1						
WD Total Diatasnya (kg)						198047.3
WL Total Diatasnya (kg)						62010
Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	xlantai	Berat
Pelat lantai atap (14cm)	2400	4.5	7.5	0.14	4	45360
Penggantung	7	4.5	7.5	1	4	945
Plafon	11	4.5	7.5	1	4	1485
Tegel	24	4.5	7.5	1	4	3240
Spesi	21	4.5	7.5	1	4	2835
Aspal	14			1	4	0
Ducting dan Plumbing	30	4.5	7.5	1	4	4050
Balok Induk Melintang 50/60	2400	0.4	7.5	0.6	1	4320
Balok Induk Memanjang 50/60	2400	0.4	4.5	0.6	1	2592
Balok Anak Memanjang 40/50	2400	0.3	7.5	0.5	1	2700
Dinding	250				4	0
Kolom 90/90	2400	0.9	0.9	3	4	23328
					WD	90855
Beban Hidup						
Lantai Rumah Susun	250	29.25			4	29250
					WL	29250
WD Total (kg)						288902.3
WL Total (kg)						91260

Jadi total beban untuk beban hidup

$$LL = 0.75 \times WL = 0.75 \times 91260 = 68445 \text{ Kg}$$

Jadi Berat Total : $W = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$

$$= 1.2 (288902.3) + 1.6 (68445) = 456194.7 \text{ Kg}$$

Mutu Beton = 30 MPa = 294 Kg/cm² (*1 Mpa = 9.81 Kg/cm²*)

Dimensi :

$$A = 3 \frac{P}{f_{c'}} = 3 \times \frac{456194.7}{294} = 4655.1 \text{ cm}^2$$

Dimensi : $b^2 = 4655.1 \text{ cm}^2$

$$b = 68.2 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 85/85 cm.

4.6 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Bedasarkan peraturan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm. Dalam tugas akhir ini tebal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

Tebal dinding geser = 40 cm

Panjang bentang dinding = 600 cm

Tinggi dinding = 400 cm

$T \geq H/25 = 400/25 = 16 \text{ cm}$

$T \geq L/25 = 600/25 = 24 \text{ cm}$

Tebal dinding geser yang dipakai 30 cm.

BAB V

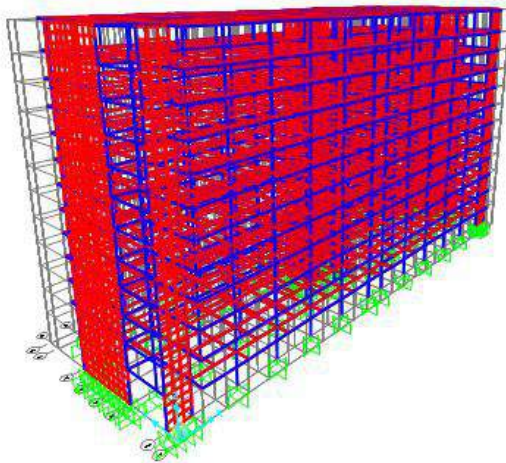
Pembebanan dan Analisa Struktur

5.1. Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

5.2. Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisa beban gempa perlu suatu pemodelan struktur. Struktur permodelan Rumah Susun Rawa Bebek memiliki total 12 lantai dengan ketinggian gedung 37.4 m.



Gambar 5.1 Permodelan Struktur Pada SAP

5.3. Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan Rumah Susun Rawa Bebek yang digunakan adalah sebagai berikut:

Fungsi Bangunan	: Rumah Susun
Lokasi	: Surabaya
Kelas Situs	: SD (Tanah Sedang)
Kategori Resiko	: II
Mutu Beton (f'_c)	: 30 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa
Ketinggian Lantai	: 37.4 m
Lantai Dasar	: 4.00 m
Lantai 1-10	: 3.00 m
Lantai 11	: 3.40 m

5.4. Pembebanan Gravitasi

Pembebanan Gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja pada gedung. Beban mati dan hidup yang dipehitungkan berupa

Beban Mati

• Berat sendiri beton bertulang	: 2400	Kg/m ³
• Adukan finishing	: 21	Kg/m ³
• Tegel	: 24	Kg/m ³
• Dinding setengah bata merah	: 250	Kg/m ³
• Plafond	: 11	Kg/m ³
• Penggantung	: 7	Kg/m ³
• Plumbing dan Ducting	: 25	Kg/m ³

Beban Hidup

• Lantai atap	: 100	Kg/m ²
• Hujan	: 20	Kg/m ²

- R. Bersama : 479 Kg/m²
- R. Hunian : 192 Kg/m²
- Tangga : 300 Kg/m

Berat sendiri dari elemen struktur dihitung oleh program bantu SAP. Dari analisa yang telah dilakukan berikut adalah rekap pembebanan Gravitasi pada gedung Rumah Susun Surabaya :

Tabel 5.1 Rekap Pembebanan Gravitasi

Rekap Pembebanan		
Lantai	Beban Mati (kg)	Beban Hidup (kg)
Atap	1.011.136	310.130
12	1.481.177	289.233
11	1.448.000	289.233
10	1.448.000	289.233
9	1.448.000	289.233
8	1.480.076	289.233
7	1.480.076	289.233
6	1.480.076	289.233
5	1.480.076	289.233
4	1.514.096	289.233
3	1.514.096	289.233
2	1.514.096	289.233
1	1.619.072	721.576
Shearwall	969.408	-
Total	19.887.380	4.213.270
Total Beban Manual		24.100.650
Total Beban SAP		25.621.012
Presentase Perbedaan		6%

Didapatkan total beban mati sebesar **19.887.380 kg** dan beban hidup sebesar **4.213.270 kg**.

Pembebanan yang diinputkan pada SAP harus mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada SAP dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari SAP.

Tabel 5.2 Pembebanan Gravitasi Pada SAP

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic	-4.3E-09	-2.1E-07	15845685.6
DEAD++	LinStatic	-2.43E-10	4.46E-08	5341926.6
LIVE	LinStatic	-3.76E-12	-2.3E-07	4433400
1D+1L	Combination	-4.55E-09	-3.9E-07	25621012.2

Sehingga didapatkan sebagai berikut

$W_{\text{total SAP}} = 25.621.012,2 \text{ kg}$

$W_{\text{total Manual}} = 24.100.650 \text{ kg}$

Selisih perhitungan manual dengan SAP adalah 5% sehingga perhitungan pembebanan benar.

5.5. Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

Mengacu pada SNI 1726-2012 Pasal 7.8.4.2 pada pemodelan SAP2000 bangunan harus mengakomodir torsi tidak terduga sebesar 5%. Desain harus menyertakan momen torsi bawaan yang dihasilkan

dari struktur ditambah momen torsi tidak terduga yang disebabkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang ditetapkan.

5.5.1 Faktor Keutamaan Gempa

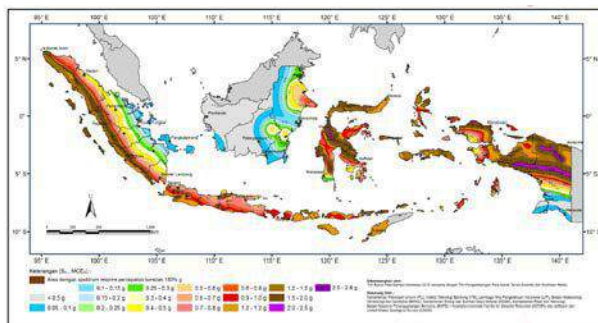
Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk Rumah Susun masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) 1,0.

5.5.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Rumah Susun Surabaya didapatkan nilai N (tes N_{spt}) 20.74 sehingga dapat dikategorikan tanah termasuk dalam kelas situs **SD** (Tanah Sedang) yang memiliki nilai N 15 sampai 50.

5.5.3 Parameter Respon Spektral

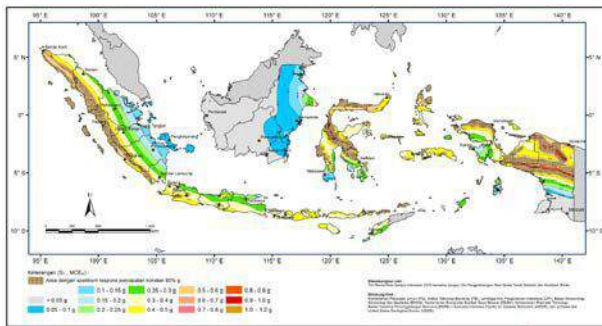
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2

Peta untuk Menentukan Harga S_s

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SD. Dari gambar 5.2 untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0.663$ g .



Gambar 5.3 Peta untuk Menentukan Harga S_1

S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari gambar 4.16 untuk wilayah Surabaya $S_1 = 0.247$ g

5.5.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Nilai F_a (koefisien situs periode 0,2 detik) dan F_v (Koefisien untuk periode 1 detik) didapat dari table 4.7 dan Tabel 4.5 (Tabel 4 dan 5 SNI 03-1726-2012).

Tabel 5.3 Koefisien Situs, Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S_z				
	$S_z \leq 0,25$	$S_z = 0,5$	$S_z = 0,75$	$S_z = 1,0$	$S_z \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_z dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 5.4 Koefisien Situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sehingga dari data diatas dapat diperoleh:

$$F_a = 1,27$$

$$F_v = 1.906$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03 - 1726 - 2012 Pers. 6.2 - 5}) \\ = 1,27 \times 0,663 = 0,842$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03 - 1726 - 2012 Pers. 6.2 - 6}) \\ = 1.906 \times 0,247 = 0,471$$

Sehingga

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,84201 = 0,561$$

(SNI 03 – 1726 – 2012 Pers. 6.2 – 7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,470782 = 0,313855$$

(SNI 03 – 1726 – 2012 Pers. 6.2 – 8)

Untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 0,663g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,247g dengan kelas situs SD didapatkan daerah Surabaya memiliki $S_{DS} = \mathbf{0.561}$ dan $S_{D1} = \mathbf{0.314}$.

5.5.5 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726-2012 tabel 1 Rumah Susun memiliki kategori Resiko II. Menurut tabel 2 kategori resiko II memiliki faktor keutamaan gempa (I_e) 1.

Tabel 5.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Untuk S_{ds} sebesar 0,607 dan S_{D1} sebesar 0,496 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Tabel 5.6 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

5.6. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

Dimana :

T_a = periode fundamental pendekatan

C_t = koefisien pendekatan (Tabel 15 SNI 1726-2012)

h_n = ketinggian struktur

$$= 37.4 \text{ m}$$

Tabel 5.7 Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 5.8 Koefisien C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 37,4m .

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times (h_n)^x \\
 &= 0,0466 \times (37,4)^{0,9} \\
 &= 1,21331 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumusan berikut :

$$\begin{aligned}
 T &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 1,21331 \\
 &= 1,69863 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u)

$$T < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan SAP yang telah diinput gaya gempa dinamik

Tabel 5.9 Modal Period dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFrequency	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
MODAL	Mode	1	1.270314	0.78721	4.9462	24.465
MODAL	Mode	2	1.124514	0.88927	5.5875	31.22
MODAL	Mode	3	0.784834	1.2742	8.0057	64.092
MODAL	Mode	4	0.367138	2.7238	17.114	292.89
MODAL	Mode	5	0.327704	3.0515	19.173	367.62
MODAL	Mode	6	0.222188	4.5007	28.279	799.68
MODAL	Mode	7	0.200591	4.9853	31.323	981.16
MODAL	Mode	8	0.200565	4.9859	31.327	981.41
MODAL	Mode	9	0.192077	5.2062	32.712	1070.1
MODAL	Mode	10	0.191575	5.2199	32.798	1075.7
MODAL	Mode	11	0.181784	5.501	34.564	1194.7
MODAL	Mode	12	0.181343	5.5144	34.648	1200.5
MODAL	Mode	13	0.181331	5.5148	34.65	1200.6
MODAL	Mode	14	0.179451	5.5726	35.013	1225.9
MODAL	Mode	15	0.179442	5.5728	35.015	1226.1
MODAL	Mode	16	0.179235	5.5793	35.056	1228.9
MODAL	Mode	17	0.179205	5.5802	35.061	1229.3
MODAL	Mode	18	0.178798	5.5929	35.141	1234.9
MODAL	Mode	19	0.178516	5.6018	35.197	1238.8
MODAL	Mode	20	0.178512	5.6019	35.198	1238.9

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 1,270314 detik, maka

1,270314 detik < Cu. Ta

1,270314 detik < 1,698628 detik (OK)

5.7.Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic C_s , harus sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,56134$$

$$S_{D1} = 0,313854$$

$$I = 1 \text{ (Gedung Perkantoran, Tabel 1 SNI 03-1726-2012)}$$

$$T = 1,270314 \text{ detik}$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = \frac{0,56143}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,080191$$

Nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,313854}{1,270314 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,03529$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I > 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,56134 \times 1 > 0,01$$

$$C_s = 0,024699 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil **0,03529**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk Rumah Susun sebesar 0,3, sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut

Tabel 5.10 Berat Efektif Struktur

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m
1D+0.3L	Combination	-4.543E-09	-2.337E-07	22517632.2	273780363

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan diatas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 003-1726-2012.

$$C_s = 0.03568$$

$$W = 20119536 \text{ kg}$$

$$V = C_s \times W$$

$$\begin{aligned} V &= 0.03568 \times 22517632.2 \text{ kg} \\ &= 794771.32 \end{aligned}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 5.11 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	1230032.46	9.81	2.54
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	9.91	1266336.8	3555.33

$$V = 794771.32 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 1230032.46 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 1266336.79 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$1230032.46 \text{ kg} > 0.85 \times 794771.32 \text{ kg}$$

$$1230032.46 > 675555.62 \text{ kg} \text{ “OK”}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$1266336.79 \text{ kg} > 0.85 \times 794771.32 \text{ kg}$$

$$1266336.79 \text{ kg} > 675555.62 \text{ kg} \text{ “OK”}$$

Hasil SAP sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

5.8. Kontrol *Dual System*

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall.

Tabel 5.12 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y

Dual Sistem	SRPMK	SHEARWALL	Total
Arah X	373.207	883.350	1.256.556
	30%	70%	100%
Arah Y	329.368	994.238	1.323.606
	25%	75%	100%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPMK memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur *dual system*.

5.9. Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 persen dari massa aktual.

Pada tabel 5.11. menunjukkan besarnya partisipasi massa yang didapat dari hasil permodelan.

Tabel 5.13 Modal Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.225036	0.738	1.099E-10
MODAL	Mode	2	1.188764	0.738	0.719
MODAL	Mode	3	0.851142	0.738	0.719
MODAL	Mode	4	0.353926	0.889	0.719
MODAL	Mode	5	0.328599	0.889	0.895
MODAL	Mode	6	0.223735	0.889	0.895
MODAL	Mode	7	0.208101	0.889	0.895
MODAL	Mode	8	0.208062	0.889	0.895
MODAL	Mode	9	0.202252	0.889	0.896
MODAL	Mode	10	0.201595	0.889	0.896
MODAL	Mode	11	0.193153	0.889	0.896
MODAL	Mode	12	0.193142	0.889	0.896
MODAL	Mode	13	0.191427	0.889	0.896
MODAL	Mode	14	0.191424	0.889	0.896
MODAL	Mode	15	0.190009	0.889	0.896
MODAL	Mode	16	0.189825	0.889	0.896
MODAL	Mode	17	0.188896	0.889	0.896
MODAL	Mode	18	0.18889	0.889	0.896
MODAL	Mode	19	0.187863	0.889	0.896
MODAL	Mode	20	0.18785	0.889	0.896

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

5.10. Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (= 5) (SNI 1726-2012 tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 5.14 Simpangan Ijin Antar Lantai

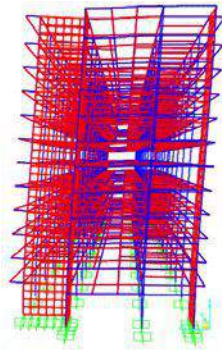
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar:

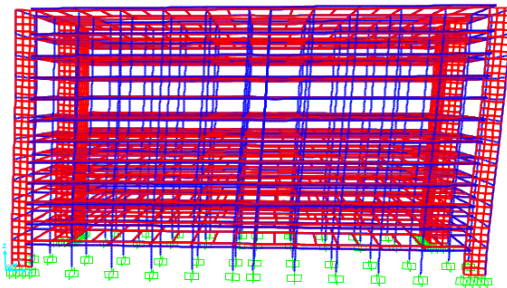
1. Lantai 2

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.h_{sx} \\ &= 0,020. 4 \\ &= 0.08 \text{ m} = 80 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Lantai 3-12
 $\Delta = 0,020.h_{sx}$
 $= 0,020.3$
 $= 0.06 \text{ m} = 60 \text{ mm}$
3. Lantai 2-11
 $\Delta = 0,020.h_{sx}$
 $= 0,020.3.4$
 $= 0.068 \text{ m} = 68 \text{ mm}$



Gambar 5.4 Simpangan Gedung Arah X



Gambar 5.5 Simpangan Gedung Arah Y

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta 2 - \delta 1)Cd}{I} < \Delta a$$

Tabel 5.15 Kinerja Struktur Akibat Gempa Arah X

Tingkat	hi	δxe	δx	Drift (Δs)	Syarat Δs	Keterangan
	m	m	m	m	m	
Atap	4	0.021083	0.105415	0.00762	0.068	OK
Lantai 12	3	0.019559	0.097795	0.0077	0.06	OK
Lantai 11	3	0.018019	0.090095	0.008445	0.06	OK
Lantai 10	3	0.01633	0.08165	0.009205	0.06	OK
Lantai 9	3	0.014489	0.072445	0.00966	0.06	OK
Lantai 8	3	0.012557	0.062785	0.010115	0.06	OK
Lantai 7	3	0.010534	0.05267	0.01	0.06	OK
Lantai 6	3	0.008471	0.042355	0.01	0.06	OK
Lantai 5	3	0.006417	0.032085	0.00973	0.06	OK
Lantai 4	3	0.004471	0.022355	0.00891	0.06	OK
Lantai 3	3	0.002689	0.013445	0.007535	0.06	OK
Lantai 2	3.4	0.001182	0.00591	0.00591	0.08	OK
Lantai 1	-	0	0	0	0.08	

Tabel 5.16 Kinerja Struktur Akibat Gempa Arah Y

Tingkat	hi	δxe	δx	Drift (Δs)	Syarat Δs	Keterangan
	m	m	m	m	m	
Atap	4	0.020866	0.10433	0.009035	0.068	OK
Lantai 12	3	0.019059	0.095295	0.00889	0.06	OK
Lantai 11	3	0.017281	0.086405	0.00934	0.06	OK

Lantai 10	3	0.015413	0.077065	0.009715	0.06	OK
Lantai 9	3	0.01347	0.06735	0.0098	0.06	OK
Lantai 8	3	0.01151	0.05755	0.009865	0.06	OK
Lantai 7	3	0.009537	0.047685	0.01	0.06	OK
Lantai 6	3	0.007593	0.037965	0.01	0.06	OK
Lantai 5	3	0.005721	0.028605	0.008645	0.06	OK
Lantai 4	3	0.003992	0.01996	0.00779	0.06	OK
Lantai 3	3	0.002434	0.01217	0.006705	0.06	OK
Lantai 2	3.4	0.001093	0.005465	0.005465	0.08	OK
Lantai 1	-	0	0	0	0.08	

Sehingga berdasarkan Tabel 5.14 simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan tersebut.

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

6.1. Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat (*overtopping*) 6 cm. Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

2. Sesudah Komposit

Keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

6.1.1. Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah:

- | | |
|----------------------------|-----------|
| ➤Tebal pelat | = 14 cm |
| ➤Mutu beton (f'_c) | = 30 MPa |
| ➤Mutu baja (f_y) | = 400 MPa |
| ➤Diameter tulangan rencana | = 10 mm |

6.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum komposit

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan dua keadaan yaitu:

1. Berat orang yang bekerja dan peralatannya saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja dan berat topping.
2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping saja.

Pada kedua keadaan ini diambil nilai yang paling kritis.

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping setebal 0,02 sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,08 m (dalam perhitungan beban saja).

- Beban mati (DL)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat sendiri} & = 0,08 \times 2400 & = 192 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat topping} & = 0,06 \times 2400 & = 144 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{DL} & & = 336 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

- Beban hidup (LL)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban kerja} & \text{LL} & = 250 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat sendiri} & = 0,14 \times 2400 & = 336 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plafon+penggantung} & = 11 + 7 \text{ kg/m}^2 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ubin (t = 2 cm)} & = 0,02 \times 2400 & = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t = 2 cm)} & = 0,02 \times 2100 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting AC + pipa} & = 10 + 5 \text{ kg/m}^2 & = 15 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{DL} & & = 459 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

- Beban hidup (LL)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban hidup pada lantai} & \text{LL} & = 250 \text{ k}
 \end{array}$$

6.1.3 Pembebanan Pelat Atap Sebelum komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= 0,08 x 2400	= 192 kg/m ²	
Berat topping	= 0,06 x 2400	= 144 kg/m ²	+
	DL	= 336 kg/m ²	
- Beban hidup (LL)

Beban kerja	= 100 kg/m ²	
Beban air hujan	= 20 kg/m ²	+
LL	= 120 kg/m ²	

Setelah komposit

- Beban mati (DL)

Berat sendiri	= 0,14 x 2400	= 336 kg/m ²	
Plafon+penggantung	= 11 + 7 kg/m ²	= 18 kg/m ²	
Aspal (t = 1 cm)	= 0,01 x 1400	= 14 kg/m ²	
Spesi (t = 2 cm)	= 0,02 x 2100	= 42 kg/m ²	
Ducting AC + pipa	= 10 + 5 kg/m ²	= 15 kg/m ²	+
	DL	= 425 kg/m ²	
- Beban hidup (LL)

Beban hidup pada atap	= 100 kg/m ²	
Beban air hujan	= 20 kg/m ²	+
LL	= 120 kg/m ²	

Sesuai SNI 03-1727-2012, beban hidup dapat direduksi 20% untuk komponen yang menumpu 2 lantai atau lebih.

$$\text{Beban hidup} = 0,8 \times 120 \text{ kg/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

6.1.4 Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1 didapatkan

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai**:

- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 (192) + 1,6 (250) = 630,4 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang

$$Q_u = 1,2 (336) + 1,6 (0) = 403.2 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 3, setelah komposit

$$Q_u = 1,2 (449) + 1,6 (250) = 950.8 \text{ kg/m}^2$$

Serta perhitungan kombinasi pembebanan **pelat atap**:

- Keadaan 1, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 (192) + 1,6 (96) = 384 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 2, topping telah terpasang

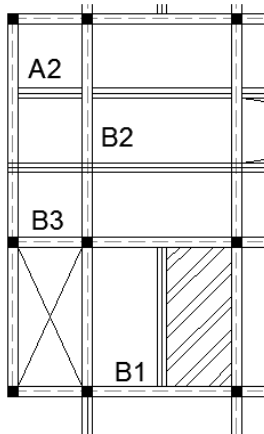
$$Q_u = 1,2 (336) + 1,6 (0) = 403.2 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 3, setelah komposit

$$Q_u = 1,2 (425) + 1,6 (96) = 663.6 \text{ kg/m}^2$$

6.1.5 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan yaitu dengan cara memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Semua tipe pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan. Perhitungan pelat tipe A dengan dimensi 300 cm × 600 cm yang dianggap mewakili perhitungan pelat lainnya.

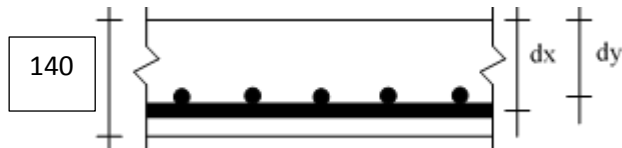


Gambar 6.1. Pelat tipe A (300 cm x 600 cm)

Data perencanaan untuk penulangan pelat:

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat

Dimensi pelat	= 300 cm × 600 cm
Tebal pelat pracetak	= 80 mm
Tebal overtopping	= 60 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 10 mm
Mutu tulangan baja (f_y)	= 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa



Gambar 6.2. Potongan pelat

- Kondisi sebelum komposit

$$dx = 80 - 20 - \frac{10}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$dy = 80 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$
- Kondisi sesudah komposit

$$dx = 140 - 20 - \frac{10}{2} = 115 \text{ mm}$$

$$dy = 140 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 105 \text{ mm}$$
- Untuk mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$ berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 10.2.7.3 harga dari β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$$

Dengan demikian maka batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang diisyaratkan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,032\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034\end{aligned}$$

ρ_{\min} dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu 0,0035

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$L_y = 300 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 250 \text{ cm}$$

$$L_x = 600 - \left(\frac{50}{2} + \frac{40}{2} \right) = 555 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{555}{250} = 2,22 \geq 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Pada penulangan pelat satu arah hanya terdapat satu tulangan utama yaitu searah melintang pelat. Sedangkan tulangan yang terdapat pada arah memanjang pelat merupakan tulangan pembagi yang berfungsi untuk menahan susut dan suhu.

Penulangan utama pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah

lapangan tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan baik tulangan utama maupun tulangan pembagi direncanakan menggunakan Ø10 (78,54 mm²)

6.1.5.1 Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit

Menentukan momen (Mu) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak beban pada keempat tepinya dan terjepit dikedua sisinya:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{555}{250} = 2,22 \geq 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Pada pelat satu arah penulangan lentur hanya pada arah X (arah melintang pelat) sedangkan pada arah Y (arah memanjang pelat) merupakan tulangan pembagi.

- **Penulangan arah X (tulangan utama)**

$$\begin{aligned} \text{Mulx}^{(+)} = \text{Mutx}^{(-)} &= 1/8 \times 630,4 \times 2,5^2 \\ &= 492.5 \text{ kgm} = 4925000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{4925000}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 2.04$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2.04}{400}} \right) = 0,0053 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0053 = \rho_{\text{min}} = 0,0034$ maka dipakai $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$
 $\rho_{\text{pakai}} = 0,0053$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d x \\ &= 0,0053 \times 1000 \times 55 = 291.99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan minimum, } S &\leq 3 \times \text{tebal pelat, maka:} \\ &\leq 3 \times 80 \\ &\leq 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan, } n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ Ø10}}} \\ &= \frac{291,99}{78,54} = 3,72 \approx 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/4 = 250 \text{ mm} > S_{\text{maks}} = 240 \text{ mm}$
Maka digunakan tulangan lentur Ø10-200 mm.

• Penulangan arah Y

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu dengan $\rho_{\text{min}} = 0,002$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,002 \times b \times d_y \\ &= 0,002 \times 1000 \times 45 = 90 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

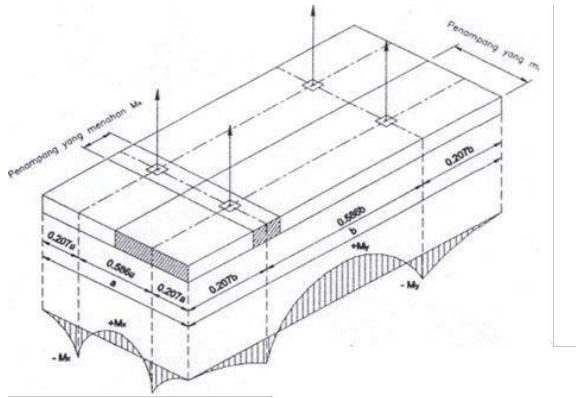
$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan minimum, } S &\leq 5 \times \text{tebal pelat, maka:} \\ &\leq 5 \times 80 \\ &\leq 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan, } n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ Ø10}}} \\ &= \frac{90}{78,54} = 1,15 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/2 = 500 \text{ mm} > S_{\text{maks}} = 400 \text{ mm}$
Maka digunakan tulangan susut Ø10-400 mm.

6.1.5.2 Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (erection). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku “*Precast and Prestressed Concrete*” seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.3 dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu:



Gambar 6.3. Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)

(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe A: 300 × 600 cm ($L_x = 250$ cm, $L_y = 555$ cm)

Ditentukan $a = 2,5$ m dan $b = 5,55$ m

Tebal pelat pracetak = 0.08 m

Dengan $w = (0,08 \times 2400) = 192$ kg/m

Maka:

$$M_x = 0,0107 \times 192 \times 2,5^2 \times 5,55 = 71,262 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 192 \times 2,5 \times 5,55^2 = 158,202 \text{ kgm}$$

- Penulangan arah X (tulangan utama)**

$$M_u = 71,262 \text{ kgm} = 712620 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d_x^2} = \frac{712620}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 0,29$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,29}{400}} \right) = 0,00074$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00074 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 55 = 192,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan minimum, } S &\leq 3 \times \text{tebal pelat, maka:} \\ &\leq 3 \times 80 \\ &\leq 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan, } n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ } \varnothing 10}} \\ &= \frac{192,5}{78,54} = 2,45 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/3 = 333 \text{ mm} > S_{\text{maks}} = 240 \text{ mm}$
Maka digunakan tulangan lentur $\varnothing 10$ -200 mm.

- **Penulangan arah Y (tulangan susut)**

$$Mu = 158,202 \text{ kgm} = 1582016 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{1582016}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 1,46$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,98}{400}} \right) = 0,00249 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} = 0,002 < \rho_{\text{perlu}} = 0,00249$ sehingga $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,00249$ didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times dy \\ &= 0,00249 \times 1000 \times 45 = 112,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan minimum, } S &\leq 5 \times \text{tebal pelat, maka:} \\ &\leq 5 \times 80 \\ &\leq 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan, } n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{\text{Ø10}}}} \\ &= \frac{112,05}{78,54} = 1,43 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan, } S = 1000/2 = 500\text{mm} > S_{\text{maks}} \dots\dots$$

$$S_{\text{pakai}} = 400 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan susut Ø10-400 mm.

6.1.5.3 Penulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Q_u = 950,8 \text{ kg/m}^2$$

$$d_x = 115 \text{ mm}$$

$$d_y = 105 \text{ mm}$$

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak beban pada keempat tepinya dan terjepit dikedua sisinya:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{555}{250} = 2,22 \geq 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Pada pelat satu arah penulangan lentur hanya pada arah X (arah melintang pelat) sedangkan pada arah Y (arah memanjang pelat) merupakan tulangan pembagi.

- **Penulangan arah X (tulangan utama)**

$$\begin{aligned}M_{ulx}^{(+)} &= M_{utx}^{(-)} = 1/8 \times 950,8 \times 2,5^2 \\ &= 742,813 \text{ kgm} = 7428125 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d_x^2} = \frac{7428125}{0,8 \times 1000 \times 115^2} = 0,7$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,7}{400}} \right) = 0,00178$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00178 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$ maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{min}} = 0,0036$ sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 115 = 402,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah:

$$\text{Jarak tulangan minimum, } S \leq 3 \times \text{tebal pelat, maka:}$$

$$\leq 3 \times 140$$

$$\leq 420 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan, } S = 1000/6 = 166,67 \text{ mm} < S_{\text{maks}} \dots \text{(OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s \text{ Ø10}}$$

$$= \frac{402,5}{78,54} = 5,12 \approx 6 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D}_{10}$$

$$= 6 \times 78,54 \text{ mm}^2$$

$$= 471,24 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-150 mm.

• Penulangan arah Y

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu dengan $\rho_{\text{min}} = 0,002$ (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s\text{perlu}} = 0,002 \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 105 = 210 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.2 adalah:

Jarak tulangan minimum, $S \leq 5 \times \text{tebal pelat}$, maka:
 $\leq 5 \times 140$
 $\leq 700 \text{ mm}$

$S \leq 450 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan, } n &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ } \varnothing 10}} \\ &= \frac{210}{78,54} = 2,67 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D_{10}} \\ &= 3 \times 78,54 \text{ mm}^2 \\ &= 235.62 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/3 = 333,33 \text{ mm} < S_{\text{maks}} \dots\dots (\text{OK})$
Maka digunakan tulangan susut $\varnothing 10\text{-}300 \text{ mm}$.

6.1.6 Penulangan Stud Pelat Lantai

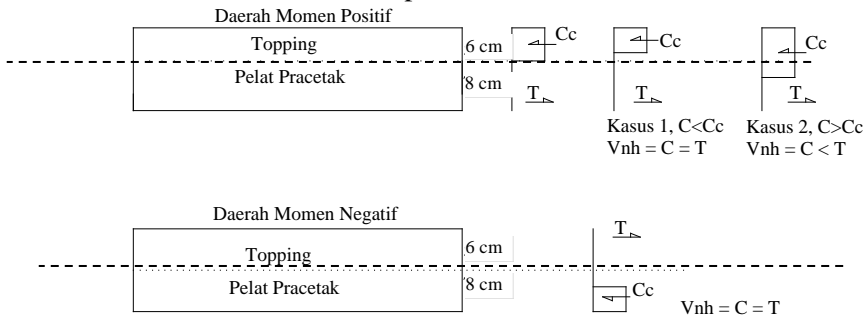
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 6.1. Diagram gaya geser horizontal penampang komposit

Perhitungan stud pelat 300 cm × 600 cm

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \times 30 \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 1530000 \text{ N} = 1530 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Dipakai stud Ø6 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 6^2 = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y \\
 &= 28,27 \times 400 = 1130,97 \text{ N} = 11,31 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\
 &= 0,55 \times 1000 \times 115 \\
 &= 63250 \text{ N} = 63,25 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$V_{nh} < 0,55b_v.d \text{(OK)}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan

bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,55b_v.d$ dalam Newton. Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 17.6.1, bila pengikat sengkang dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, luas pengikat sengkang tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan dan spasi pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang ditumpu, atau melebihi 600 mm.

$$S_{maks} = 4 \times 60 \text{ mm} \\ = 240 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

maka, $S_{pakai} = 150 \text{ mm}$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.4.6.3:

$$A_{v_{min}} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bw \times s}{f_y} \\ = 0,062 \sqrt{30} \frac{1000 \times 150}{400} = 127,345 \text{ mm}^2$$

$$A_v \geq (0,35b_w.S)/f_y = (0,35 \times 1000 \times 150)/400 = 131,25 \text{ mm}^2$$

maka, $A_{v,min} = 131,25 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan $\emptyset 6$ dengan $A_v = 28,27 \text{ mm}^2$

Maka dipasang stud (shear connector) $\emptyset 6-150 \text{ mm}$

6.1.7 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tebal minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan control terhadap lendutan.

6.1.8 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 03-2847-2013 :

- $\ell_{dh} \geq 8 d_b = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$
(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)
- $\ell_{dh} \geq 150 \text{ mm}$

(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)

$$\bullet \ell_{dh} = (0,24f_y \sqrt{f'_c}) / d_b \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.2})$$

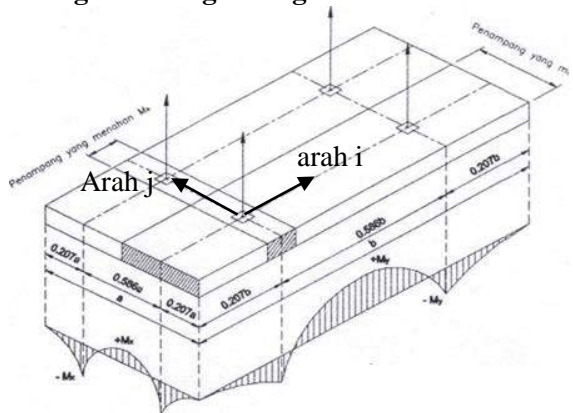
$$= (0,24 \times 400 \times \sqrt{30}) / 10 = 52,58 \text{ mm}$$

Maka dipakai panjang penyaluran terbesar yaitu 150 mm.

6.1.9 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat tipe A dengan dimensi 300 cm x 600 cm dengan empat titik pengangkatan (*four point pick up*).

a) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

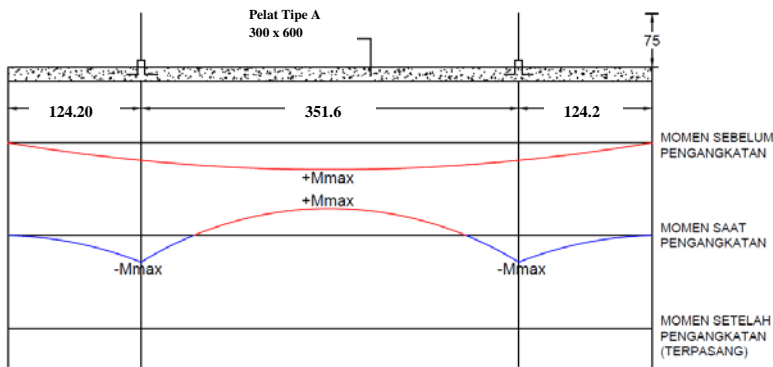


Gambar 6.4. Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)

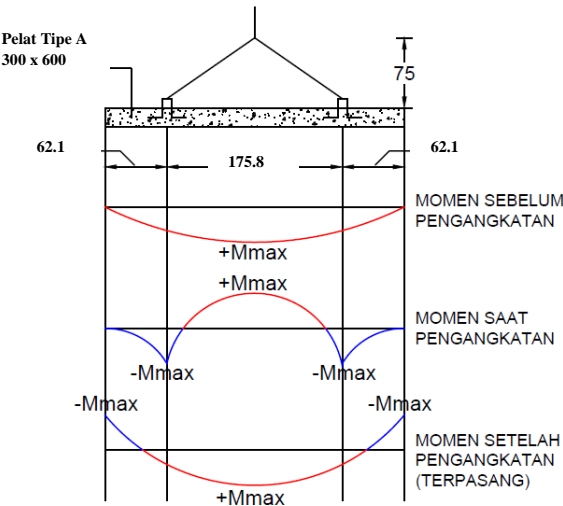
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition Precast and Prestressed Concrete)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 75 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,08 \times 3 \times 6 \times 2400 = 3456 \text{ kg}$

b) Pengangkatan Pelat Tipe A



Gambar 6.5. Gambar Momen Pengangkatan Pelat Arah i



Gambar 6.6. Gambar Momen Pengangkatan Arah j

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka $LL = 200 \text{ kg}$.

$$\text{Beban ultimate} = (1,2 \times 1,2 \times 3456) + (1,2 \times 1,6 \times 200) = 5360,64 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{5360,64}{4} = 1340,16 \text{ kg}$$

Sesuai PBBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4000}{1,5} = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 1340,16}{\pi \times 2666,67}} = 0,8 \text{ cm}$$

Maka dipasang tulangan angkat $\varnothing 10 \text{ mm}$

c) Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$$

f_{cr} untuk beton 28 hari adalah

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ MPa}$$

$$y_c = 0,5 \times 0,08 = 0,04 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992* momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas:

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{\text{pelat}} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{W_{\text{pekerja}}}{A_{\text{pelat}}} \right)$$

$$w = (0,08 \times 2400) + \left(\frac{200}{3 \times 6} \right) = 203,11 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + M_x &= - M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0107 \times 203,11 \times 3^2 \times 6 \\ &= 117,358 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + M_y &= - M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0107 \times 222,91 \times 3 \times 6^2 \end{aligned}$$

$$= 234,715 \text{ kgm}$$

$$P = \frac{5360,64}{4} = 1340,16 \text{ kg}$$

$$M_y = \left(\frac{P \times y_c}{\tan 45} \right) = \left(\frac{1340,16 \times 0,04}{\tan 45} \right) = 53,61 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 234,715 + 53,61 = 288,322 \text{ kgm}$$

- M_y ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 300/2 = 150 \text{ cm}$

$$Z = \frac{1}{6} \times 150 \times 6^2 = 1440 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,84 \text{ MPa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{\text{tot}}}{Z} = \frac{288,322 \times 10^4}{1440 \times 10^3} = 1,802 \text{ Mpa} < f_r \text{Ok}$$

- M_x ditahan oleh penampang selebar $15t = 15 \times 8 = 120 \text{ cm}$
atau $b/2 = 600/2 = 300 \text{ cm}$

Ambil terkecil = 120 cm

$$M_x = \left(\frac{P \times y_c}{\tan 45} \right) = \left(\frac{1340,16 \times 0,04}{\tan 45} \right) = 53,61 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 117,358 + 53,61 = 170,964 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 120 \times 8^2 = 1280 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{\text{tot}}}{Z} = \frac{170,964 \times 10^4}{1280 \times 10^3} = 1,336 \text{ Mpa} < f_r \text{Ok}$$

6.1.10 Penulangan Pelat yang Terpasang

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari ketiga keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, akibat pengangkatan, sesudah komposit) yaitu sebagai berikut:

Tabel 6.1. Rekapitulasi Tulangan Terpasang pada Pelat

Tipe Pelat	Ukuran Pelat		Tulangan Terpasang		Stud	Panjang Penyaluran (mm)	Tulangan Angkat
	panjang (m)	lebar (m)	Tulangan Utama	Tulangan Pembagi			
A	3	6	Ø10-150	Ø10-300	Ø6-150	150	Ø10
B	3	3	Ø10-150	Ø10-300	Ø6-150	150	Ø10
C	1,8	6	Ø10-150	Ø10-300	Ø6-150	150	Ø10
D	1,8	3	Ø10-150	Ø10-300	Ø6-150	150	Ø10

Pemilihan jumlah tulangan pelat untuk tulangan yang terpasang pada tulangan utama dan tulangan pembagi menggunakan hasil dari penulangan pelat sesudah komposit.

6.2. Perencanaan Struktur Tangga

Pada gedung rumah susun ini terdapat tiga jenis tangga yang digunakan, berikut perhitungan dimensi dan penulangan tangga.

6.2.1. Tangga 1

1. Data Perencanaan

Syarat Perencanaan tangga :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ}$$

- Mutu Beton (f'_c) : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tanjakan (t) : 17 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Panjang Bordes : 150 cm
- Lebar bordes : 600 cm
- Lebar tangga : 300 cm
- Tinggi antar lantai : 400 cm
- Tinggi bordes : 200 cm
- Panjang tangga : 300 cm
- Decking tulangan : 2 cm

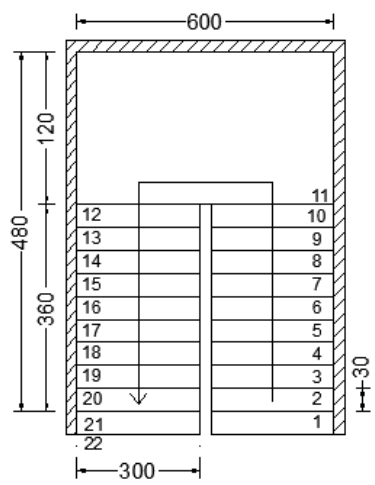
$$2t + i = 2(20) + 30 = 64 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{200}{17} = 11.7 \sim 12 \text{ buah}$$

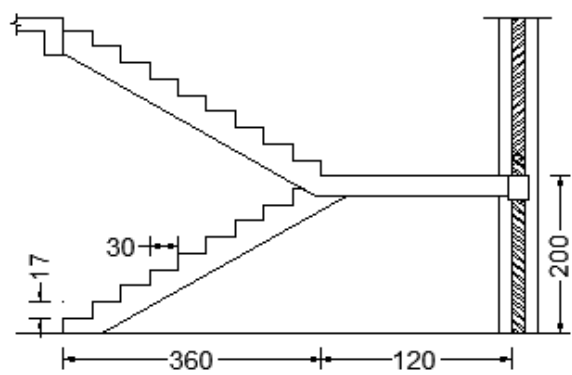
$$\text{Jumlah injakan (n)} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{200}{30 \times 11} \right) = 32^{\circ}, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ} \text{ (OK.)}$$



Gambar 6.7. Tampak atas Tangga 1



Gambar 6.8. Tampak Samping Tangga 1

2. Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati

- Pelat tangga $= \frac{0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 32^\circ}$
 $= 424.504 \text{ kg/m}^2$
- Berat Injakan $= 2400 \times \frac{0.16}{2} = 204 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel $= 24 \text{ kg/m}^2$
- Berat pegangan $= 30 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 724.504 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 724.504 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1349.41 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat bordes $= 0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 360 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel $= 48 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 426 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

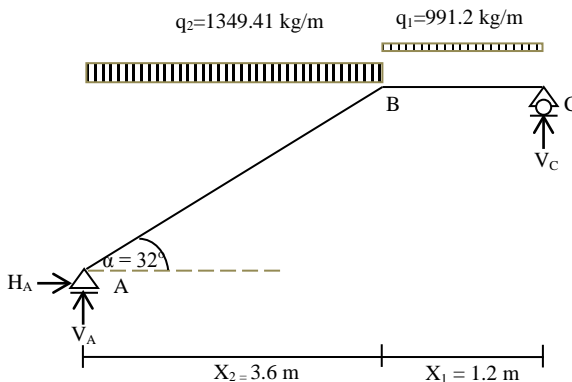
$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Kombinasi} = 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1.2 \times 426 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 991.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Gaya Pada Tangga

Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada tangga menggunakan mekanika teknik statis dengan permissalan sendi rol.



Gambar 6.9. Permodelan Struktur Tangga 1

Berdasarkan gambar 6.8 dilakukan perhitungan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur tangga tersebut.

$$\Sigma M_c = 0$$

$$V_a \times 4.8 - \{(1349.41 \times 3.6) ((0.5 \times 3.6) + 1.2)\} - \{(991.2 \times 1.2) (0.5 \times 1.2)\} = 0$$

$$V_a = \frac{15287.2}{4.8} = 3184.84 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$V_c \times 4.8 - \{(991.2 \times 1.2) ((0.5 \times 1.2) + 3.6)\} - \{(1349.41 \times 3.6) (0.5 \times 3.6)\} = 0$$

$$V_c = \frac{13739.79}{4.8} = 2862.46 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$3184.84 + 2862.46 - (991.2 \times 1.2) - (1349.41 \times 3.6) = 0$$

Hasil perhitungan OK

- **Gaya Normal**

Bentang x_1

$$N_{x1} = 0$$

Bentang x_2

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow N_a = -V_a \sin 32^\circ + H_b \cos 32^\circ$$

$$= -3184.84 \cdot \sin 32^\circ + 0$$

$$= -1687.71 \text{ kg}$$

$$x_2 = 3.30 \text{ m} \rightarrow N_b = N_a + q \times 3.30 \sin 32^\circ$$

$$= -1687.71 + 1349.41 \times 3.6 \sin 32^\circ$$

$$= 886.56 \text{ kg}$$

- **Gaya Lintang**

Bentang x_1

$$D_{x1} = q_1 \cdot x_1 - V_c = (991.2 \cdot x_1) - 2862.46$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_c = -2862.46 \text{ kg}$$

$$x_1 = 1.8 \text{ m} \rightarrow D_b = (991.2 \times 1.2) - 2862.46$$

$$= -1673.02 \text{ kg}$$

Bentang x_2

$$D_{x2} = V_a + q_2 \cdot x_2 = 3184.84 + (1349.41 \cdot x_2)$$

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 3184.84 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3.3 \text{ m} \rightarrow D_B &= 3184.84 + (1349.4 \times 3.6) \\ &= -1673.02 \text{ kg} \end{aligned}$$

• Perhitungan Momen

Bentang x_1

$$M_{x1} = V_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot x_1^2$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$\begin{aligned} x_1 = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_C &= 2862.46 \times 1.2 - \frac{1}{2} \cdot 991.2 \times 1.2^2 \\ &= 2721.28 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Bentang x_2

$$M_{x2} = V_a \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot x_2^2$$

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_B = 0$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3.6 \text{ m} \rightarrow M_C &= 3184.84 \times 3.6 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \times 3.6^2 \\ &= 2721.28 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

$$M_{x2} = 3184.84 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \cdot x_2^2$$

$$\frac{dM_{x2}}{dx_2} = 0 \rightarrow 3184.84 - 1349.4 \cdot x_2 = 0$$

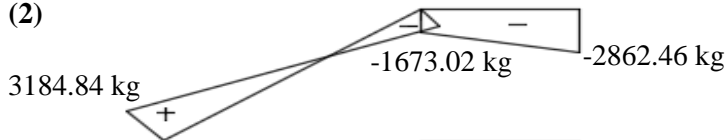
$$x_2 = \frac{3184.84}{1349.4} = 2.36 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3184.84x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \cdot x_2^2 \\ &= 3184.84 \times 2.36 - \frac{1}{2} \times 1349.4 \times 2.36^2 \\ &= 3758.4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

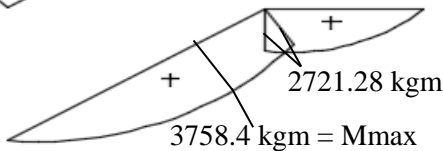
(1)



(2)



(3)



Gambar 6.10. Gambar Gaya dalam (1) Bidang N (2) Bidang D
(3) Bidang M

4. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

• Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Data – Data Perencanaan

Mutu beton (f'_c) = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 400 MPa

Berat jenis beton = 2400 kg/m³

D tulangan lentur = 16 mm

Tebal pelat tangga = 150 mm

Tebal pelat bordes = 150 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30-28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034 \end{aligned}$$

ρ_{\min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0035

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$d = 200 - 20 - (0,5 \times 16) = 122 \text{ mm}$$

Penulangan pelat tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 3758.4 \text{ kgm} = 37584024.06 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} = \frac{37584024.06}{0,9 \times 1000 \times 122^2} = 2.8$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2.8}{400}} \right) = 0.0074$$

$\rho_{\min} = 0.0034 < \rho_{\text{perlu}} = 0.0074 < \rho_{\max} = 0.025$, gunakan ρ_{perlu}

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0074 \times 1000 \times 122 = 908.839 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times \text{tebal pelat}$, maka:

$$S \leq 3 \times 150$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s \text{ D16}}}$$

$$= \frac{908.84}{201.06} = 4.5 \approx \text{dipakai 5 buah}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/5 = 200 \text{ mm} < S_{\max} \dots \dots (\text{OK})$

Maka digunakan tulangan lentur D16-150 mm.

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu

$$A_{s\text{tulangan bagi}} = 20\% A_{s\text{perlu}} = 0.2 \times 908.839 = 181.768 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut D8 – 150 ($A_{s\text{pakai}} = 201.06 \text{ mm}^2$)

Penulangan pelat bordes

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 2721.28 \text{ kgm} = 27212842.14 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{27212842.14}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 2.45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,03}{400}} \right) = 0,0053$$

$\rho_{\min} = 0,0034 < \rho_{\text{perlu}} = 0,0053 < \rho_{\max} = 0,025$, gunakan ρ_{perlu}

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0,0053 \times 1000 \times 122 = 646,47 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 adalah:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times \text{tebal pelat}$, maka:

$$S \leq 3 \times 150$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ D16}}}$$

$$= \frac{646,47}{201,06} = 3,2 \approx \text{dipakai 4 buah}$$

Jarak tulangan, $S = 1000/4 = 250 \text{ mm} < S_{\max} \dots$ (OK)

Maka digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu.

$$A_{s_{\text{tulangan bagi}}} = 20\% A_{s_{\text{perlu}}} = 0,2 \times 646,47 = 129,29 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut D8 – 150 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 150,8 \text{ mm}^2$)

Penulangan balok bordes

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5 \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 37,5 = 25 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/50

- Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Pelat bordes} = 360 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat balok} = 0.3 \times 0.5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$q_{DT} = 432 \text{ kg/m} + 360 \text{ kg/m} = 792 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Kombinasi } q_u = 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT}$$

$$q_u = (1.2 \times 792 \text{ kg/m}) + (1.6 \times 360 \text{ kg/m})$$

$$q_u = 1526.4 \text{ kg/m}$$

$$M_u = -1/8 \times q_u \times l^2$$

$$= -1/8 \times 1526.4 \times 6^2$$

$$= 6868.8 \text{ kgm} = 68688000 \text{ Nmm}$$

$$d = 500 - 40 - 16/2 - 8 = 444 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{68688000}{0.9} = 76320000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2} = \frac{76320000}{300 \times 444^2} = 0.387 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{30}}{400} = 0.0034$$

$$\rho = \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.387}{400}} \right) = 0.00122$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ pakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0034$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0.0034 \times 300 \times 444 = 455.979 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s \text{ D16}}} \\ &= \frac{455.979}{201.06} = 2.3 \approx \text{dipakai 3 buah} \end{aligned}$$

Pasang 3D16 ($A_s = 603.18 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan tekan praktis 3D16 ($A_s = 603.18 \text{ mm}^2$)

Perhitungan penulangan Geser :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \times 1526.4 \times 6 = 4579.2 \text{ Kg} = 45792 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{b \cdot w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 444 \cdot \sqrt{30}}{6} = 1404051 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1404051 \text{ N} = 1053038 \text{ N}$$

$$V_u = 45792 \text{ N} < \phi V_c = 1053038 \text{ (Tidak perlu tulangan geser)}$$

Maka digunakan tulangan geser praktis :D10–150

6.2.2. Tangga 2

1. Data Perencanaan

Syarat Perencanaan tangga :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

- Mutu Beton (f'_c) : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tanjakan (t) : 17 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Panjang Bordes : 165 cm
- Lebar bordes : 600 cm
- Lebar tangga : 300 cm
- Tinggi antar lantai : 300 cm
- Tinggi bordes : 150 cm
- Panjang tangga : 270 cm
- Decking tulangan : 2 cm

$$2t + i = 2(17) + 30 = 64 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{150}{17} = 8.8 \sim 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 9 - 1 = 8 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{150}{30 \times 8} \right) = 33^\circ, \text{ memenuhi persyaratan}$$

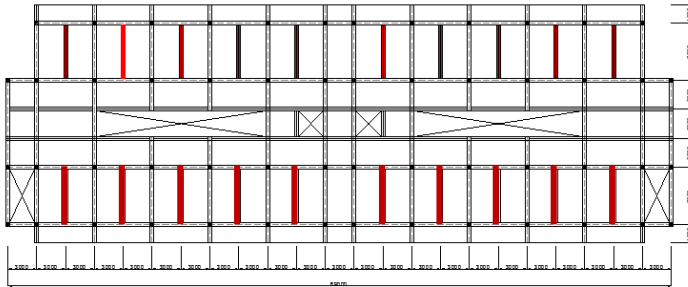
$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK.)}$$

Dengan menggunakan cara perhitungan yang sama dengan perhitungan penulangan tangga 1 maka didapat kebutuhan tulangan tangga 2 sebagai berikut :

- Penulangan Lentur tangga : D16-150 mm
Penulangan susut Tangga : D8 – 150 mm
- Penulangan Bordes
Tulangan Lentur : D16 – 150 mm
Tulangan Susut : D8 – 150 mm
- Penulangan Balok Bordes
Tulangan Tarik : 2D16
Tulangan Tekan : 2D16
Tulangan Geser : $\phi 10 - 200 \text{ mm}$

6.3. Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Rumah Susun Surabaya ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/50 untuk bentang 600 cm (BA.1).

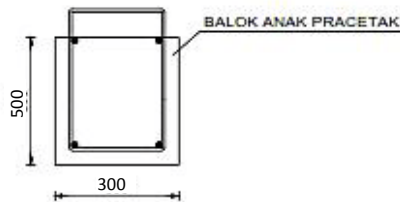


Gambar 6.11. Gambar Denah Balok anak

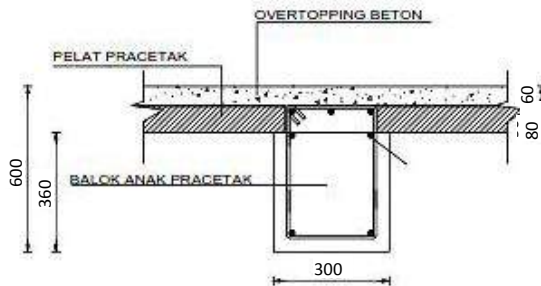
Gambar 6.1. Perencanaan Balok Anak BA.1

- Dimensi balok anak : 30 × 50 cm
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Tulangan lentur : D16
- Tulangan sengkang : Ø10

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum komposit dan perhitungan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka tersapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum komposit dan dimensi sesudah komposit.



(a)



(b)

Gambar 6.11. (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat pengecoran dan balok anak saat komposit

▪ **Pembebanan Balok Anak Pracetak**

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua beban merata yang terjadi pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban-bekan berbentuk trapesium tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen untuk mendapatkan momen maksimumnya. Untuk mempermudah pemahaman pembebanan pada balok anak berikut disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.

▪ Perhitungan Pembebanan Balok Anak

➤ Sebelum Komposit

$$L_{x1} = 300 - (30/2 + 40/2) = 265 \text{ cm}$$

$$L_{x2} = 300 - (30/2 + 30/2) = 265 \text{ cm}$$

$$L_y = 600 - (40/2 + 40/2) = 560 \text{ cm}$$

- Beban mati (Q_{DL})

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok anak} &= 0,3 \times 0,5 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 360 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ pelat sebelum komposit} &= 0,08 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 192 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{sebelum komposit}} &= \left(\frac{1}{2} \times q \times L_{x1} \right) + \left(\frac{1}{2} \times q \times L_{x2} \right) \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 2,65 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 192 \times 2,65 \right) \\ &= 508,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

Q_u sebelum komposit

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times (192 + 365) + 1,6 \times 0 \\ &= 1042,56 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ Sesudah Komposit

Kondisi sesudah komposit menggunakan output dari program bantu SAP.

▪ Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 03-2847-2013 pasal 8.3.3.

➤ Momen sebelum komposit

$$M_{\text{tump}} = 0$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{lapangan}} &= \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 1042,56 \times 6^2 \right) \\
 &= 4691.52 \text{kgm}
 \end{aligned}$$

➤ Momen sesudah komposit

$$M_{\text{tump}} = 4680.68 \text{kgm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 3826.68 \text{kgm}$$

$$V = 419.2 \text{kg}$$

▪ **Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak**

➤ **Perhitungan tulangan sebelum komposit**

$$\text{Dimensi balok anak} = 30/36$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$h \text{ efektif} = 360 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (20) = 300 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,025$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

ρ_{\min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0035

- **Tulangan Tumpuan**

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0018$, karena dianggap tidak terjadi momen pada tumpuan.

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0018 \times 300 \times 300 = 510.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 20}}$$

$$= \frac{510.5}{314.16} = 1,63 \approx 2 \text{ buah}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \text{jumlah tulangan} \times A_{D_{22}}$$

$$= 2 \times 314.16 \text{ mm}^2$$

$$= 628.32 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK}$$

∴ Maka digunakan tulangan lentur 2D20

- **Tulangan lapangan**

$$M_{\text{lapangan}} = 4691.52 \text{ kgm} = 46915200 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{46915200}{0.9 \times 300 \times 300^2} = 2.17$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,17}{400}} \right) = 0,0057$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0057 > \rho_{\text{min}} = 0,0034$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0034 \times 300 \times 300 = 308.09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD20}} \\ &= \frac{308.09}{314.2} = 0.98 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D22} \\ &= 2 \times 314.2 \text{ mm}^2 \\ &= 628.32 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D20

Kontrol kekuatan:

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{pasang}}}}{b \times d} = \frac{628.32}{300 \times 300} = 0,0057 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_{s_{\text{pasang}}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{628.32 \times 400}{0,85 \times 300 \times 30} = 32.85 \text{ mm}$$

Kontrol tarik tulangan (Design of Reinforce Concrete 9th edition, pasal 3.6)

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.85}{0,83} = 39.32 \text{ mm} \\ \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{300-39.32}{39.32} \times 0,003 = 0,019 > 0,005 \\ \therefore \text{Faktor Reduksi } \phi &= 0,9 \text{ "OK"} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= \phi x A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 628.32 \times 400 \left(300 - \frac{32.85}{2} \right) = 64142785.54 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$M_u > M_{\text{lapangan}} = 37532160 \text{ Nmm}$ Ok

Maka digunakan tulangan lentur 2D20

➤ **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

Dimensi balok anak = 30/50
 Tebal selimut beton = 40 mm
 Diameter tulangan utama = 20 mm
 Diameter tulangan sengkang = 10 mm
 Mutu beton (f_c') = 30 MPa
 Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
 h efektif = $500 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(20) = 440 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

ρ_{\min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0035

- Tulangan lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 3826.68 \text{ kgm} = 38266800 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{38266800}{0.9 \times 300 \times 440^2} = 0.82$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.82}{400}} \right) = 0.00209 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0.00209 < \rho_{\text{min}} = 0.0034$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0034 \times 300 \times 440 = 451.87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD20}} \\ &= \frac{451.87}{314.2} = 1.44 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D20} \\ &= 2 \times 314.2 \text{ mm}^2 \\ &= 628.32 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur 2D20

Kontrol kekuatan:

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{pasang}}}}{b \times d} = \frac{628.32}{300 \times 440} = 0.0047 > \rho_{\text{perlu}} = 0.00209$$

$$a = \frac{A_{s_{\text{pasang}}} \times f_y}{0.85 \times b \times f'_c} = \frac{628.32 \times 400}{0.85 \times 300 \times 30} = 32.85 \text{ mm}$$

Kontrol tarik tulangan (Design of Reinforce Concrete 9th edition, pasal 3.6)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.85}{0.83} = 39.32 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0.003 = \frac{300-39.32}{39.32} \times 0.003 = 0.0305 > 0.005$$

∴ **Faktor Reduksi $\phi = 0.9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mu &= \phi x A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.9 \times 628.32 \times 400 \left(300 - \frac{32.85}{2} \right) = 95810039.49 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$M_u > M_{\text{lapangan}} = 38266800 \text{ Nmm}$ Ok

Maka digunakan tulangan lentur 2D20

- Tulangan tumpuan

$$M_{\text{tumpuan}} = 4680.68 \text{ kgm} = 46806800 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{46806800}{0.9 \times 300 \times 440^2} = 1.01$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.01}{400}} \right) = 0.0025 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0.0025 < \rho_{\text{min}} = 0.0034$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0034 \times 300 \times 440 = 451.87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s D20}$$

$$= \frac{451.87}{314.2} = 1.44 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan} \times A_{D20} \\ &= 3 \times 314.2 \text{ mm}^2 \\ &= 942.48 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur **3D20**

Kontrol kekuatan:

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{942.48}{300 \times 440} = 0.0071 > \rho_{\text{perlu}} = 0.0025$$

$$a = \frac{A_{s \text{ pasang}} \times f_y}{0.85 \times b \times f'_c} = \frac{942.48 \times 400}{0.85 \times 300 \times 30} = 49.28 \text{ mm}$$

Kontrol tarik tulangan (Design of Reinforce Concrete 9th edition, pasal 3.6)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49.28}{0.83} = 58.97 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0.003 = \frac{300-58.97}{58.97} \times 0.003 = 0.019 > 0.005$$

\therefore **Faktor Reduksi $\phi = 0.9$ "OK"**

$$\begin{aligned} Mu &= \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.9 \times 942.48 \times 400 \left(300 - \frac{49.28}{2} \right) = 140928347.4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$M_u > M_{\text{tumpuan}} = 46806800 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{Ok}$

Maka digunakan tulangan lentur **3D20**

▪ **Perhitungan Tulangan Geser**

➤ **Perhitungan tulangan sebelum komposit**

$$V_u = 3127,68 \text{ kg} = 31276.8 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 300 \\ &= 82158.38 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 82158.38 \\ &= 61618.79 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 61618.79 = 30809.39 \text{ N}$$

Karena $V_c > V_u > 0,5\phi V_c$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 10 mm

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{31276.8}{0,75} \\ &= 41702.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s \text{ } \emptyset 10 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,08 \times 400 \times 440}{41702.4} = 602.67 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 syarat jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh lebih dari yang terkecil:

1. $\frac{d}{4} = \frac{300}{4} = 75 \text{ mm}$
2. $16D_{\text{tulangan}} = 16 \times 10 = 160 \text{ mm}$
3. 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang dengan hoop pertama = 75 mm

➤ **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

$$V_u = 5120.8 \text{ kg} = 51208 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 440 \\ &= 145913 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 \times 145913 \\ &= 109435 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 109435 = 54717.5 \text{ N}$$

Karena $V_c > V_u > 0.5 \phi V_c$ maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan diameter 10mm

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{51208}{0.75} \\ &= 68277.3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s \text{ } \varnothing 10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 78.54 = 157.08 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang, dimana:

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157.08 \times 400 \times 449}{68277.3} = 404.9 \text{ mm}$$

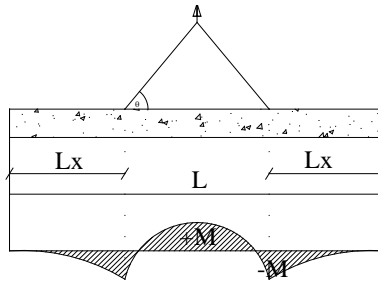
Menurut SNI 03-2847-2013 syarat jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh lebih dari yang terkecil:

1. $\frac{d}{4} = \frac{440}{4} = 110 \text{ mm}$
2. $16D_{\text{tulangan}} = 16 \times 10 = 160 \text{ mm}$
3. 150 mm

Dari syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang dengan hoop pertama = 75 mm

▪ Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 6.12. Momen saat pengangkatan balok anak

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

➤ **Kondisi sebelum komposit**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

Perhitungan:

$$Y_t = Y_b = \frac{(50 - 14)}{2} = 18 \text{ cm}$$

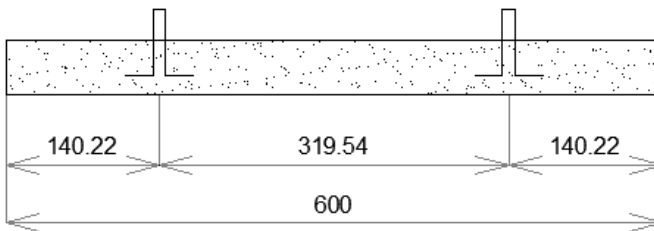
$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times (50 - 14)^3 = 116640 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 18 + 5 = 23 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 23}{600 \times \tan 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{18}{18} \left(1 + \frac{4 \times 23}{600 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,234$$

$$X \times L = 0,234 \times 600 = 140.22 \text{ cm} = 1.4 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 600 - 2 \times (140.22) = 319.5 \text{ m}$$



Gambar 6.13. Letak titik pengangkata

a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,4 \times 0,46 \times 6 \times 2400) = 1555.2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\
 &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 1555,2}{2} \\
 &= 1119,74 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$T = \frac{1119,74}{\sin 45^\circ} = 1583,56 \text{ kg}$$

b. Tulangan angkat balok anak

$$P_u = 1583,56 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset_{\text{tulangan angkat}} &\geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}} \\
 \emptyset_{\text{tulangan angkat}} &\geq \sqrt{\frac{1583,56}{2666,67 \times \pi}}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,19 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan D 10 mm

c. Momen yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok } (0,3 \times 0,36 \times 2400) = 259,2 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut:

- Momen lapangan

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+ M = \left(\frac{259.2 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,234 + \frac{4 \times 0,23}{6 \times tg 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 305.8 \text{ kgm}$$

d. Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{305.8 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 360^2}$$

$$= 0.47 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 4.14 \text{ MPa (OK)}$$

- Momen tumpuan

$$- M = \frac{WX^2 L^2}{2}$$

$$- M = \left(\frac{259.2 \times 0,234^2 \times 6^2}{2} \right) \times 1,2 = 305.8 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{305.8 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 360^2}$$

$$= 0.47 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 4.14 \text{ MPa (OK)}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{ijin}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

6.4 Perencanaan Balok Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkut orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya

ialah balok penggantung lift dan balok penumpang lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Sigma
- Kecepatan : 1,5 m/s
- Kapasitas : 1600 kg
- Lebar pintu (opening width) : 100 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
outside : 2550 x 2900 mm²
inside : 1800 x 1940 mm²
- Dimensi ruang mesin : 2550 x 2900 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 $R_1 = 13900 \text{ kg}$ (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
 $R_2 = 9350 \text{ kg}$ (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

6.4.1 Perencanaan Dimensi Awal balok lift

a. Balok Penggantung lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 50 = 33.33 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/50.

b. Balok Penumpu lift

Panjang balok penumpu lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 50 = 33.33 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift 40/50.

6.4.2 Pembebanan balok lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling

menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = \Sigma R \cdot \Psi = (13900 + 9350) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ = 23250 \cdot 1,78 = 41385 \text{ kg}$$

6.4.2.1 Pembebanan balok penggantung lift

Beban mati (q_d) :

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,40 \times 0,50 \times 2400 \\ = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pelat beton} = 0,14 \times 3 \times 2400 \\ = 1008 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 3 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 84 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1572 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban berfaktor } q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times 1572 + 1,6 \times 250 \\
 &= 2286,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift $P = 41385 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\
 &= \frac{1}{2} \times 2286,4 \times 3 + \frac{1}{2} \times 41385 \\
 &= 20726,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\
 &= \frac{1}{8} \times 2286,4 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 41385 \times 3 \\
 &= 33610,95 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

6.4.2.2 Pembebanan balok penumpu lift

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,40 \times 0,50 \times 2400 \\
 &= 480 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat beton} &= 0,15 \times 3 \times 2400 \\
 &= 1080 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 3 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 84 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1572 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l)

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1572 + 1,6 \times 250 \\ &= 2286,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift $P = 41385 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \times 2286,4 \times 3 + \frac{1}{2} \cdot 41385 \\ &= 20726,8 \text{ kg} \\ M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \times 2286,4 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 41385 \times 3 \\ &= 33610,95 \text{ kgm} \end{aligned}$$

6.4.3 Penulangan balok lift

6.4.3.1 Penulangan balok penggantung lift

Data Perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (D)} = 10 \text{ mm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - (\text{cover} + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}}) \\ &= 500 - (40 + 10 + 0,5 \times 25) = 437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

$$\rho_{\min} = 0.0035$$

$$\beta_1 = 0.836$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15.69$$

Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{336109500}{0,9 \times 400 \times 437,5^2} = 4.878 N / mm$$

$$\rho = \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.878 \times 15.69}{400}} \right) = 0,0136$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}, \text{ pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0135$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0136 \times 400 \times 437,5$$

$$= 2390,04 \text{ mm}^2$$

$$n = A_{s_{\text{perlu}}} / A_s = 2390,04 / 490.87 = 4.8 \text{ tulangan}$$

Maka dipasang tulangan 5 D 25 (2454.37 mm²)

Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi_{sengkan} - 2.decking - n.\phi_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25mm$$

$$= \frac{400 - (2).(10) - (2).(40) - (5).(25)}{5 - 1} = 43,7mm < 25mm$$

maka s pakai = 50 mm

Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 20726.8 \text{ kg} = 207268 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 437,5$$

$$= 159752,4 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 159752,4$$

$$= 119814,3 \text{ N}$$

$$\phi V_{s \text{ min}} = 0,75 \times 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 0,75 \cdot 1/3 \cdot 400 \cdot 437,5$$

$$= 43750 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}} = 119814,3 + 43750$$

$$= 163564,3 \text{ N}$$

$$\phi \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 400 \times 437.5 \times \sqrt{30}$$

$$= 383405.8 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 119814,3 + 383405.8$$

$$= 503220.1 \text{ N}$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.6, yaitu

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} < V_u < \phi V_c + \phi \frac{2}{3} b w . d \sqrt{f' c}$$

$$163564.3 \text{ N} < 207268 \text{ N} < 503220.1 \text{ N}$$

maka perlu tulangan geser.

$$\text{Syarat } s_{\max} < d/2 = 437,5/2 = 218,75 \text{ mm dan } s_{\max} < 600 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 10^2 = 157.07 \text{ mm}^2$$

Pasang $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

Kontrol V_{spakai}

$$V_{\text{spakai}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157.07 \times 400 \times 437,5}{150} = 13744,47 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 5 D 25
- Tulangan geser : D10 – 150

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Pada bab ini akan membahas kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen struktur utama.

7.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung direncanakan menggunakan balok induk dengan sistem pracetak.

Penulangan lentur pada balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu sebelum komposit dan setelah komposit. Setelah itu akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

7.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi:

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Dimensi balok = 40/60 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 25 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm

7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya

sama dengan pembebanan balok anak sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep tributari area. Pada penulangan balok induk melintang perhitungan balok induk dengan panjang bentang 6 m dijadikan sebagai contoh perhitungan.

Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

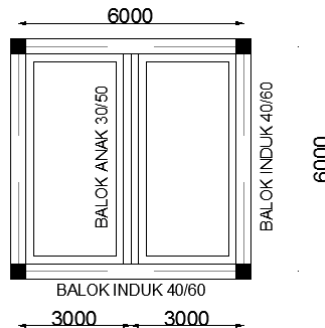
$$\text{Beban pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 50/46$$

$$\text{Bentang balok induk} = 6 \text{ meter}$$

a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi komposit, beban yang dihitung hanyalah menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, serta berat dari balok induk itu sendiri.



Gambar 7.1 Detail pembalokan

Beban pada balok anak

$$L_x = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 265 \text{ cm}$$

$$l_y = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

• **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat ekivalen} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 216 \times 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{5,6} \right)^2 \right)$$

$$= 470,821 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati balok anak} = 360 + 470,821 = 830,821 \text{ kg/m}$$

• **Beban hidup**

$$\text{Berat ekivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 200 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right)$$

$$= 550 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (830,821 + 1,6 (550)) = 1876,985 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 1876,985 \text{ kg/m} \times \frac{6}{2} \text{ m} = 5630,956 \text{ kg}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,5 \times 0,46 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

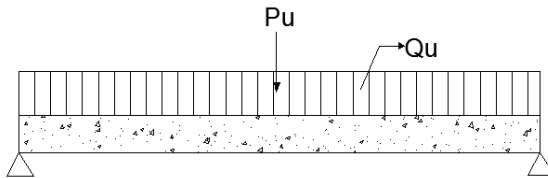
$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat 1} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times L_x^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 2,65^2 \\ &= 337,08 \text{ kg/m} \\ \text{Berat ekuivalen pelat 2} &= \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 192 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right) \\ &= 264 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat ekuivalen pelat} = 337,08 + 264 = 601,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati balok induk} = 441,6 + 601,08 = 1042,68 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 1042,68 \\ &= 1251,216 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam gambar 4.25 berikut:



Gambar 7.2 Pembebanan balok induk sebelum komposit

$$\begin{aligned}
 Mu &= \left(\frac{1}{8} \times Qu \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times Pu \times L \right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 1251,216 \times 6^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 5630,956 \times 6 \right) \\
 &= 14076,906 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

b) Pelat dalam kondisi terdapat overtopping, tidak terdapat beban kerja

Beban mati

Pelat:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat pracetak} &= 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Overtopping} &= 0,06 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}^2 + \\
 &= 336 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 40/46$$

$$\text{Bentang balok induk} = 6 \text{ meter}$$

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dari pelat pracetak, overtopping dan balok anak serta berat balok induk sendiri.

Beban pada balok anak

- Beban mati

$$\text{Berat balok anak} = 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 336 \times 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{5,6} \right)^2 \right) \\
 &= 823,937 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Total beban mati balok anak = $360 + 823,937 = 1183,94 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \times 1183,94 \\
 &= 1420,724 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 1420,724 \text{ kg/m} \times \frac{6}{2} \text{ m} = 6428,778 \text{ kg}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,4 \times 0,46 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen pelat 1} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times L_x^2 \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times 336 \times 2,65^2 \\
 &= 1179,78 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat ekuivalen pelat 2} = \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 336 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right)$$

$$= 462 \text{ kg/m}$$

Berat ekivalen pelat = $1179,78 + 462 = 1641,78 \text{ kg/m}$

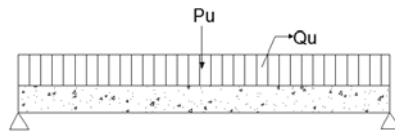
Total beban mati balok anak = $840 + 1272,22 = 2112,22 \text{ kg/m}$

$Q_u = 1,2D$

$$= 1,2 \times 2112,22$$

$$= 2500,056 \text{ kg/m}$$

Dari perhitungan diatas dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam berikut:



Gambar 7.3 Pembebanan sebelum komposit

$$\begin{aligned} Mu &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times P_u \times L \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 2500,056 \times 6^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 6428,778 \times 6 \right) \\ &= 20893,419 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Jadi, momen (M_u) yang akan dipakai dalam perhitungan tulangan lentur balok induk sebelum komposit adalah 20893,419 kgm.

c) Perhitungan Tulangan Lentur

- **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk = 40/60

Bentang Balok Induk = 6 m

Diameter Tulangan utama = 25 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter Sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
 \rho_{\max} &= 0,025 \\
 \rho_{\min} &= 0,0035 \\
 b &= 500 \text{ mm} \\
 dx &= 460 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 394,5 \text{ mm} \\
 Mu &= 20893,419 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momen tumpuannya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

$$R_n = \frac{M_n}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{208934193}{0,8 \times 400 \times 394,5^2} = 4,19$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 44,19}{400}} \right) = 0,01153
 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,01153 > \rho_{\min} = 0,0035$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,01153 \times 400 \times 394,5 = 1819,62 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

➤ Digunakan **4 D25 mm** ($A_s = 1963,495 \text{ mm}^2$)

7.2.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik

(kiri dan kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa

Mutu baj (f_y) tulangan = 400 MPa

Dimensi balok induk = 40/60cm

Panjang balok induk = 6 m

Tebal *decking* = 40 mm

Diameter tulangan utama = 25 mm

Diameter sengkang = 13 mm

$b = 400$ mm

$d = 460 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 394,5$ mm

$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5$ mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30-28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,0240$$

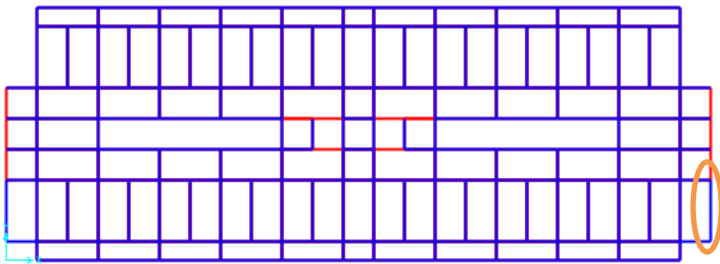
$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0035$$

ρ_{\min} dipilih yang paling besar yaitu 0,0035

Dari analisa SAP2000 didapat nilai momen sebagai berikut:



Gambar 7.4 Denah pembalokan

M tumpuan negatif	= - 237634212 Nmm
M tumpuan positif	= + 175492779,1Nmm
M lapangan	= + 175317539,7 Nmm
M lapangan	= - 237314411 Nmm
Geser maksimum	= 110454,42

a. Perhitungan balok T beam

- Lebar efektif

$$be_1 = \frac{1}{4} \times Lb = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = 8 \times tp = 8 \times 14 = 112 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ cm}$$

b. Penulangan Tumpuan (balok dianggap persegi)

b.1. Tulangan negatif tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_u^{(-)} = 237634212 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tarik, $n = 5$ buah ($A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$)

Pakai jumlah tulangan tekan, $n' = 3$ buah ($A_s' = 1472,62 \text{ mm}^2$)

$$d = 600 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 534,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30-28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$$

• Analisa tulangan rangkap

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2454,37}{400 \times 534,5} = 0,01148$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \times d} = \frac{1472,62}{400 \times 534,5} = 0,00689$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00459 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,836 \times 65,5}{400 \times 534,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

$$0,00459 \leq 0,0196 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$\text{Maka : } A_s f_y = 0,85 f_c' \beta_1 c \cdot b + A_s' \left[600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right]$$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat $c = 90,74 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \times c = 0,836 \times 90,74 = 80,312 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \left(\frac{90,74 - 65,5}{90,74} \right) \leq 400$$

$$f'_s = 166,891 \leq 400 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tekan)}$$

Maka diambil $f'_s = 191,051 \text{ MPa}$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (2454,37 \times 4000 - 1472,62 \times 166,891) \times \left(534,5 - \frac{75,833}{2} \right)$$

$$+ 1472,62 \times 166,891 \times 469$$

$$= 480740555,3 \text{ Nmm}$$

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[\left(\frac{1}{c/d} \right) - \left(\frac{5}{3} \right) \right] \leq 0,9$$

$$\phi = 1,38 \rightarrow \phi = 0,9$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 480740555 \text{ Nmm}$$

$$= 432666499,8 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$432666499,8 \text{ Nmm} > 237634212 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.

b.2. Tulangan positif tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D22

$$M_u^{(+)} = 175492779,1 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tarik, $n = 3$ buah ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)

Pakai jumlah tulangan tekan, $n' = 5$ buah ($A'_s = 2454,37 \text{ mm}^2$)

$$\bullet \quad d = 600 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 534,5 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30-28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$

- **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{As'}{b_w \times d} = \frac{1472,62}{400 \times 534,5} = 0,00689$$

$$\rho' = \frac{As}{b_w \times d} = \frac{2454,37}{400 \times 534,5} = 0,01148$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$-0,00689 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,836 \times 65,5}{400 \times 534,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

$$-0,00689 \leq 0,01958 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$\text{Maka: } A_s f_y = 0,85 f_c' \beta_1 c \cdot b + A_s' \left[600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right]$$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat $c = 68,61$ mm

$$a = \beta_1 \times c = 0,836 \times 68,61 = 57,34 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

$$f_s' = 600 \left(\frac{68,61 - 65,5}{68,61} \right) \leq 400$$

$$f_s' = 27,197 \leq 400 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tekan)}$$

Maka diambil $f_s' = 27,197$

$$\begin{aligned}
M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\
&= (2454,37 \times 4000 - 1472,62 \times 27,197) \times \left(534,5 - \frac{57,34}{2} \right) \\
&\quad + 2454,37 \times 30,92 \times (534,5 - 26,03) \\
&= 2955004418,5 \text{ Nmm} \\
\phi &= 0,75 + 0,15 \left[\left(1 / \left(c / d \right) \right) - (5 / 3) \right] \leq 0,9 \\
\phi &= 1,668 \rightarrow \phi = 0,9 \\
\phi M_n &= 0,9 \times 2955004418,5 \text{ Nmm} \\
&= 265950376,7 \text{ Nmm} \\
\phi M_n &> M_u \\
265950376,7 &> 175492779 \text{ Nmm} \quad (\text{OK}) \\
\text{Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.}
\end{aligned}$$

c. Penulangan Lapangan (balok dianggap balok T palsu)

Penulangan lentur lapangan didasarkan pada nilai momen yang terjadi di daerah lapangan. Besar momen lapangan yang terjadi di bagian balok melintang interior ialah sebesar $M_u = 118313628,8 \text{ Nmm}$.

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut:

Tulangan lapangan bawah

$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = b_w + 16t = 40 + (16 \times 14) = 264 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (600 - 40) = 250 \text{ cm}$$

$$b = be = 150 \text{ cm}$$

$$dx = 534,5 \text{ mm}$$

- **Tulangan Lapangan**

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_u^{(+)} = 175317539,7 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tarik, $n = 3$ buah ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)

Pakai jumlah tulangan tekan, $n' = 3$ buah ($A_s' = 1472,62 \text{ mm}^2$)

- $d = 600 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 534,5 \text{ mm}$
- $d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(30-28)}{7} \geq 0,65 = 0,836$

- **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{1472,62}{400 \times 534,5} = 0,00689$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \times d} = \frac{1472,62}{400 \times 534,5} = 0,00689$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,836 \times 65,5}{400 \times 534,5} \times \frac{600}{600 - 400}$$

$$0 \leq 0,019 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

$$\text{Maka : } A_s f_y = 0,85 f_c' \beta_1 c \cdot b + A_s' \left[600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f_c' \right]$$

Dengan penyelesaian persamaan kuadrat didapat $c = 98,84 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 \times c = 0,836 \times 98,84 = 82,602 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \left(\frac{98,84 - 65,5}{98,84} \right) \leq 400$$

$$f'_s = 202,388 \geq 400 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tekan)}$$

Maka diambil $f'_s = 202,388 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (1472,62 \times 400 - 1472,62 \times 202,388) \times \left(534,5 - \frac{82,602}{2} \right) \\ &\quad + 1472,62 \times 202,388 \times (534,5 - 65,5) \\ &= 283305909,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[\left(\frac{1}{c/d} \right) - \left(\frac{5}{3} \right) \right] \leq 0,9$$

$$\phi = 1,31 \rightarrow \phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 283305909,9 \text{ Nmm} \\ &= 254975318,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$254975318,9 \text{ Nmm} > 175317540 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka tulangan diatas kuat menahan beban ultimate balok.

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Tulangan Tumpuan
 - Tulangan atas = 5D25 ($A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D25 ($A_s = 1472, \text{ mm}^2$)
- Tulangan Lapangan
 - Tulangan atas = 3D25 ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D25 ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan Geser dan Torsi

Sesuai peraturan SNI 03-2847-2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini: Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan:

$$\Phi V_n = V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1})$$

Dengan V_u merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana:

V_u = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

Φ = Faktor reduksi geser (0,75)

V_n = Kuat Geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:

$$\Phi T_n = T_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana:

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{min}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton

A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

- A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²
 F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi (MPa)
 S = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari:

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
 F_c' = Kuat tekan beton, Mpa
 A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
 P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

e. Perhitungan Penulangan Torsi

Data perencanaan:

Dimensi Balok Induk = 400/600 mm

T_u = 1418621,89 Nmm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut:

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$1418621,89 < 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{12} \left(\frac{(400 \times 600)^2}{(400 + 600) \times 2} \right)$$

$$1418621,89 < 9859006,035 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

- **Penulangan Geser Balok Balok Induk 6 meter**

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3.

- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 6 meter.

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \left(\frac{W_u \times l_n}{2} + \frac{P_u}{2} \right)$$

Dari persyaratan yang telah ditetapkan di atas maka besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada

muka kolom) ditambah dengan gaya geser beban gravitasi berfaktor.

- **Perhitungan Penulangan Geser Balok Induk Bentang 6 meter**

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Tabel 7.1 Tabel Nilai Mpr Balok Induk

LOKASI			Tul. Pasang	As perlu	a (mm)	Mpr (kNm)
Tumpuan	KIRI	ATAS	5	2454,37	120,31	582,108
		BAWAH	3	1472,62	72,19	366,98
	KANAN	ATAS	5	2454,37	120,31	582,108
		BAWAH	3	1472,62	72,19	366,98

$$M_{pr1} = 582,108 \text{ kNm}$$

$$M_{pr2} = 366,982 \text{ kNm}$$

$$l_n = 5,3 \text{ m}$$

Perhitungan beban pada balok induk

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

Hunian	$= 250 \times 0,8 = 200 \text{ kg/m}^2$
Dimensi balok induk	$= 40/60$
Bentang balok induk	$= 6 \text{ meter}$

Beban pada balok anak

$$L_x = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 265 \text{ cm}$$

$$L_y = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

• **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 360 \times 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{5,6} \right)^2 \right) \end{aligned}$$

$$= 823,937 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati balok anak} = 360 + 823,937 = 1183,94 \text{ kg/m}$$

• **Beban hidup**

$$\text{Berat ekuivalen pelat} = 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right)$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 200 \times 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{5,6} \right)^2 \right)$$

$$= 490,439 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= 1,2 (1183,94) + 1,6 (490,439) = 2205,426 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2205,426 \text{ kg/m} \times \frac{6}{2} \text{ m} = 9979,55 \text{ kg}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

- Beban mati

$$\text{Berat balok induk} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat 1} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times L_x^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 336 \times 2,65^2 \\ &= 1179,78 \text{ kg/m} \\ \text{Berat ekuivalen pelat 2} &= \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 336 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right) \\ &= 462 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat ekuivalen pelat} = 1179,78 + 462 = 1641,78 \text{ kg/m}$$

Total beban mati balok induk = $576 + 1641,78 = 2217,78 \text{ kg/m}$

• Beban hidup

$$\text{Berat ekivalen pelat 1} = 2 \times \frac{1}{4} \times q \times L_x^2$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times 200 \times 2,65^2$$

$$= 702,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat ekivalen pelat 2} = \frac{1}{2} \times q \times L_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 200 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right)$$

$$= 275 \text{ kg/m}$$

Total beban hidup balok induk = $702,5 + 275 = 977,25 \text{ kg/m}$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (2217,78) + 1,6 (977,25) = 4224,94 \text{ kg/m}$$

Maka beban pada balok induk:

$$P_u = 99,795 \text{ KN (beban terpusat akibat balok anak)}$$

$$W_u = 42,249 \text{ KN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)}$$

➤ Analisa terhadap gempa kiri

$$V_u = \frac{582,108 + 366,982}{5,3} - \left(\frac{42,249 \times 5,3}{2} + \frac{99,79}{2} \right)$$

$$V_u = 340,93 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{582,108 + 366,982}{5,3} - \left(\frac{42,249 \times 5,3}{2} + \frac{99,79}{2} \right)$$

$$V_u = 17,21 \text{ kN}$$

- Analisa terhadap gempa kanan

$$V_u = \frac{582,108 + 366,982}{5,3} - \left(\frac{42,249 \times 5,3}{2} + \frac{99,79}{2} \right)$$

$$V_u = 340,93 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{582,108 + 366,982}{5,3} - \left(\frac{42,249 \times 5,3}{2} + \frac{99,79}{2} \right)$$

$$V_u = 17,21 \text{ kN}$$

Hasil dari SAP 2000 dengan nilai $V_u = 110,501 \text{ kN}$, sehingga nilai V_u yang menentukan ialah $318,96 \text{ kN}$

f. Pemasangan sengkang daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

1. $M_{pr} \geq 0,5 V_u$ Total geser kombinasi gempa dan gravitasi
 $(582,108 + 366,982)/5,3 \geq 0,5 \times 340,93 \text{ kN}$
 $179,073 > 170,466 \quad \dots(\text{OK})$

2. Gaya Aksial Tekan $< A_g \times f_c' / 20$
 Pu balok sangat kecil $\dots (\text{OK})$

Karena Gaya aksial terlalu kecil maka persyaratan memenuhi:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{340,93}{0,75} = 454,58 \text{ kN}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan D13 mm ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{307,876 \times 240 \times 534,5}{489,719 \times 10^3} = 95,811 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 bahwa sengkang harus disediakan di sepanjang sendi plastis pada kedua ujung balok dengan panjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dengan jarak sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a. $d/4 = 534,5/4 = 133,625 \text{ mm}$
- b. $8 \times D_{\text{tul longitudinal}} = 8 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c. $24 \times D_{\text{tul sengkang}} = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- d. 300 mm

Dari Syarat diatas maka diambil sengkang didaerah plastis D13-100 mm. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

g. Pemasangan sengkang diluar sendi plastis

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.3 bahwa jarak sengkang diluar sendi plastis di sepanjang balok tidak lebih dari:

$$s \leq d/2$$

$$\leq 534,5/2 = 267,25 \text{ mm}$$

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis D13-200mm.

h. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

i. Kontrol retak

Berdasarkan SNI-2847-2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

dimana M_{cr} harus diperoleh menggunakan modulus hancur, f_r , yang diberikan pada SNI-2847-2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

dan

$$f_r = 0,62\lambda\sqrt{f_c'}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak

f_r = modulus hancur beton

I_g = momen inersia penampang beton bruto

y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka

Tarik

λ = faktor modifikasi ($\lambda = 1,0$ untuk beton berat normal)

$$f_r = 0,62 \times 1 \times \sqrt{30}$$

$$= 3,396 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 4000 \times 6000 = 24 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{3,396 \times 24 \times 10^6 \text{ mm}^2}{300}$$

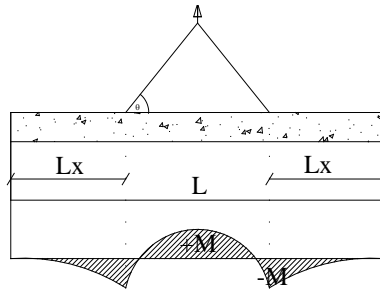
$$= 271670,389 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 268053975 \text{ Nmm} \geq M_{cr} = 271670,389 \text{ Nmm}$$

...OK

- **Pengangkatan Elemen Balok Induk**

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.5 Momen saat pengangkatan balok induk

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Yb} \left(1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

➤ **Kondisi sebelum komposit**

b = 40 cm

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

Perhitungan :

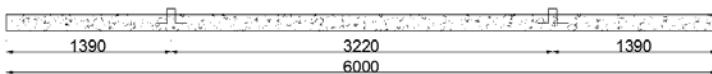
$$Y_t = Y_b = \frac{(40 - 14)}{2} = 16 \text{ cm}$$

$$Y_c = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 21}{600 \times \tan 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{16}{16} \left(1 + \frac{4 \times 21}{600 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,231$$

$$X \times L = 0,231 \times 600 = 138,86 \text{ cm} = 139 \text{ cm}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 600 - 2 \times (139) = 322 \text{ cm}$$



Gambar 7.6 Letak titik pengangkatan

a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,4 \times 0,46 \times 6 \times 2400) = 2649,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\
 &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 2649,6}{2} \\
 &= 1907,71 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$T = \frac{1907,71}{\sin 45^\circ} = 2697,91 \text{ kg}$$

b. Tulangan Angkat Balok Induk

$$P_u = 2697,91 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$.

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666.67 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2666.67}{1600 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,401 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan D10 mm

• Pembebanan

$$\text{Balok } (0,4 \times 0,46 \times 2400) = 441,6 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut:

➤ Momen lapangan

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$+ M = \left(\frac{441,6 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,231 + \frac{4 \times 0,21}{6 \times \operatorname{tg} 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 510,91 \text{ kgm}$$

- Tegangan yang Terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{510,91 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 400 \times 460^2}$$

$$= 0,36 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

- Momen tumpuan

$$- M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$- M = \left(\frac{441,6 \times 0,231^2 \times 6^2}{2} \right) \times 1,2 = 510,914 \text{ kgm}$$

- Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{510,914 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 400 \times 460^2}$$

$$= 0,36 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai $f'_{r_{ijin}}$ usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

7.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

7.3.1 Perencanaan Kolom

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi	: 85/85
Tebal decking (d')	: 40 mm
Tulangan longitudinal	: 25 mm
Tulangan sengkang	: 16 mm
Mutu tulangan (f_y):	400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm

7.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$850 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- b. Rasio dimensi besar dari 0.4
Rasio $b/h = 850/850 = 1 > 0.4$

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah $525518.2 \text{ kg} = 5255182 \text{ N}$

$$5255182N \geq 850 \times 850 \times \frac{30}{10}$$

$$5255182 N \geq 2193000 N \dots \text{Ok}$$

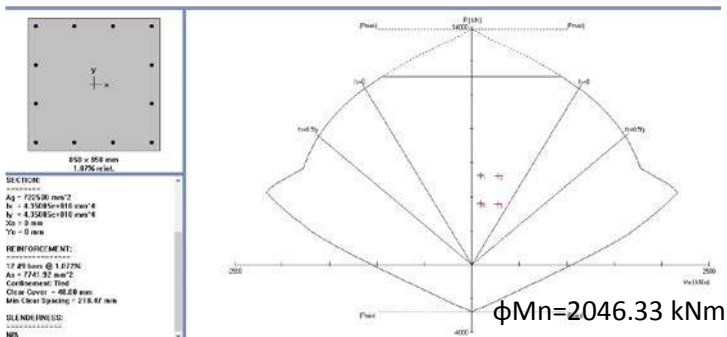
7.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

Tabel 7.1 Gaya Dalam Pada Kolom

Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.2D+L+Ey+0.3Ex	525518.2	6576.16	9303.56	9303.56
1.2D+L+0.3Ey+Ex	523436.1	24963.7	27691.1	27691.1
0.9D+Ex + 0.3Ey	357900.3	25511.06	27143.74	27143.74
0.9D+Ey + 0.3 Ex	359982.4	7123.52	8756.2	8756.2

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCACOL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.7 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

Maka didapatkan dari hasil digunakan **12 D 25**

7.3.4 Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Berdasarkan kombinasi pada Tabel 4.23, maka kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 12D29 ($\rho = 1,07\%$) seperti pada hasil perhitungan program bantu spColumn pada Gambar 4.29. Kebutuhan ρ tersebut telah memenuhi syarat SNI 03-2847-2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1%- 8%.

7.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 5255181.8 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 850 \times 850 = 722500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 29^2 = 7926,24 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

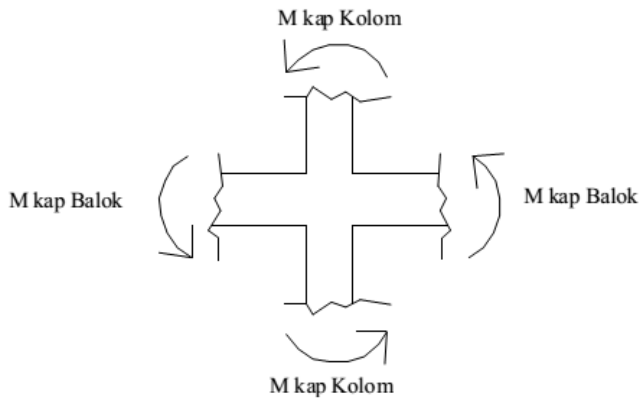
$$\phi P_n = 15402330,89 \text{ N} > P_u = 5255181,8 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

7.3.6 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI-2847-2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



Gambar 7.8 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

Dari hasil analisa SpColumn didapatkan nilai $\phi M_n = 2046,33 \text{ kNm}$ dan $\phi = 1$

$$\text{Maka, } M_n = \frac{\phi M_n}{\phi} = \frac{2046,33}{1} = 2046.33 \text{ kNm}$$

M_{nc} didapat:

$$\sum M_{nc} = (2046.33 + 2046.33) = 4092.66 \text{ kNm}$$

Nilai M_n dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

BI

$$M_{nb}^+ = 465.68 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 293.58 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = 0,85 \times (465.68 + 293.58) = 645.37 \text{ kNm}$$

Persyaratan $\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$

Maka :

$$4092.66 \text{ kNm} > 1.2 \times 645.37 = 119,06 \text{ kNm (Ok)}$$

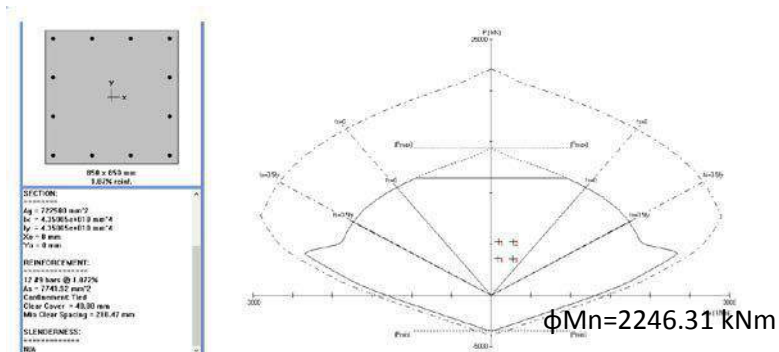
Sehingga memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

7.3.7 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur.

M_{pr} adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit **1,25 f_y** . Sehingga nilai f_y untuk analisa geser sebesar :

$$1,25 \times f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.9 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom dengan $f_s = 1.25f_y$

Dari hasil analisa *SpColumn* didapatkan nilai $\phi M_n = 2418,8 \text{ kNm}$ dan $\phi = 1$

$$M_{pr} = M_c = 2246.31 / \Phi = 2246.31 / 1 = 2246.31 \text{ kNm}$$

Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$V_e = (2 \times M_{pr}) / l_n$$

$$= (2 \times 2246.31) / (4 - 0.6) = 1321.36 \text{ kN}$$

Perhitungan M_{pr} balok :

M_{pr} balok yang digunakan adalah M_{pr} yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan M_{pr} dari balok di satu sisi HKB dan M_{pr}^+ dari sisi HKB lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkam M_{pr}

balok sebagai berikut :

Perhitungan M_{pr}^+

$$- M_{pr}^+ = 582.11 \text{ kNm}$$

$$- M_{pr}^- = 366.98 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_1} + \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

Dimana: $L_1 = 4 \text{ m}$ dan $L_2 = 4 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2x \frac{582.11 + 366.98}{4} + \frac{4}{4 + 4} = 475.045 \text{ kN}$$

$$V_e = 1468.18 \text{ kN} > V_u = 475.045 \text{ kN}$$

7.3.8. Pengekangan Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1 panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

a) $h = 850 \text{ mm}$

b) $\frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 3400 = 566,67 \text{ mm}$

c) 450 mm

∴ Maka, ℓ_o pakai adalah 850 mm

Untuk jarak sengkang (s) sepanjang panjang ℓ_o berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3 tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

a) $\frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 850 = 212,5 \text{ mm}$

b) $6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

c) $s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$

$$= 100 + \left(\frac{350 - (0,5 \times (850 - 2 \times (40 + 16/2)))}{3} \right) = 91 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

Untuk $A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

atau

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm²)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi, $s = 100$ mm, $F_{yt} = 400$ MPa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 16$ mm. sehingga diperoleh:

$$b_c = 850 - 2(40 + \frac{1}{2} \times 16) = 754 \text{ mm}$$

$$A_g = 850 \times 850 = 722500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (850 - 40)^2 = 656100 \text{ mm}^2$$

Maka:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100(754)(30)}{400} \left[\frac{722500}{656100} - 1 \right] = 508,95 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100\,754\,30}{400} = 171,69 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 603,186 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ max} = 508,95 \text{ mm}^2$$

Sehingga tulangan **3D16-100** sudah memenuhi syarat.

Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 5255,181 kN > 2167,5 kN, maka V_c

$$V_c = 0$$

Berdasarkan A_v 3D16 = 603,186 mm² dan s terpasang = 100 mm

$$d = h \text{ kolom} - d' - \phi \text{ sengkang} - \frac{1}{2} dl$$

$$d = 8500 - 40 - 16 - \frac{1}{2} 29$$

$$d = 779,5 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan 3D16 – 100 mm ($A_v = 603.18 \text{ mm}^2$)

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{603,18 \times 400 \times 779.5}{100} = 1880733,29 \text{ N} = 1880,73 \text{ kN}$$

Maka $\Phi(V_s + V_c) > V_u$

$$= 0,75 (1880,73 + 0) > 69.16 \text{ kN}$$

$$1410.55 \text{ kN} > 69.16 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Maka A_{sh} yang terpasang di $\ell_o = 850 \text{ mm}$ cukup untuk menahan geser.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$\text{a) } 6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{b) } 150 \text{ mm}$$

∴ Maka, dipakai sengkang di luar panjang 3D16 - 150mm

Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 5255181.8 \text{ N}$$

$$T_u = 7823700 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{722500}{3400} \right) \sqrt{1 + \frac{5255181.8}{0.33 \sqrt{30}}}$$

$$T_n = 473181783129 \text{ Nmm}$$

$$T_n > T_u$$

$$473181783129 \text{ Nmm} > 7823700 \text{ Nmm}$$

Maka tulangan torsi tidak diperlukan.

Tipe	Tulangan Longitudinal						
Kolom	n		mm	kaki			mm
85/85	12	D25	Sendi Plastis	3	Ø	16	100
			Diluar Sendi Plastis	3	Ø	16	150
80/80	12	D25	Sendi Plastis	3	Ø	16	100
			Diluar Sendi Plastis	3	Ø	16	150
75/75	12	D25	Sendi Plastis	3	Ø	16	100
			Diluar Sendi Plastis	3	Ø	16	150

7.4 Perencanaan Dinding Geser

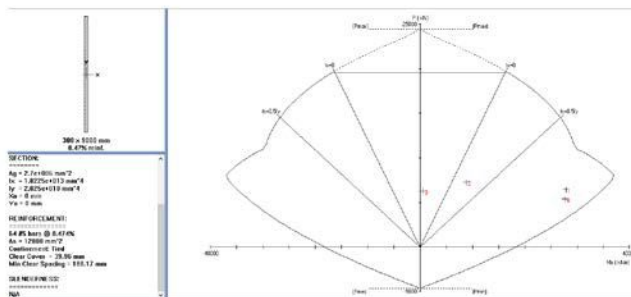
7.4.1 Dinding Geser Tipe C

7.4.1.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser Tipe C yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 252mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 30 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 300 cm
Panjang dinding	: 900 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom dengan memodelkan pada PCACOL



Gambar 7.10 Permodelan pada PCACOL

```

Ec = 26743 MPa          Es = 200000 MPa
Ultimate strain = 0.003 mm/mm
Beta1 = 0.83245

Section:
=====
Rectangular: Width = 300 mm          Depth = 900 mm

Gross section area, Ag = 2.7e+006 mm^2
Ix = 1.8225e+013 mm^4              Iy = 2.025e+010 mm^4
rx = 2598.08 mm                    ry = 86.6025 mm
Xc = 0 mm                          Yc = 0 mm

Reinforcement:
=====
Bar Set: ASTM A615
Size Diam (mm) Area (mm^2)   Size Diam (mm) Area (mm^2)   Size Diam (mm) Area (mm^2)
-----
# 3      10      71      # 4      13      129      # 5      16      200
# 6      19     284      # 7      22     387      # 8      25     510
# 9      29     645      # 10     32     819      # 11     36    1006
# 14     43    1452      # 18     57    2581

Confinement: Tied; #3 ties with #10 bars, #4 with larger bars.
phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Layout: Rectangular
Pattern: Sides Different (Cover to longitudinal reinforcement)
Total steel area: As = 12800 mm^2 at rho = 0.47% (Note: rho < 0.50%)
Minimum clear spacing = 188 mm

      Top      Bottom      Left      Right
Bars   2 # 5    2 # 5     30 # 5   30 # 5
Cover(mm) 40      40      40      40

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
=====
No.      Pu      Mux      PhiMnx  PhiMn/Mu  NA depth  Dt depth  eps_t  Phi
      kN      kNm      kNm
-----
1      6464.33  27838.06  34910.97  1.254    2362     8952    0.00607  0.900
2      7303.57  8846.38   36313.20  4.105    3188     8952    0.00542  0.900
3      6309.02   574.13   34627.98  60.314   2920     8952    0.00620  0.900
4      5395.82  27705.11  32862.98  1.186    2672     8952    0.00705  0.900

```

Gambar 7.11 Output dari PCACOL

Sehingga didapatkan gaya yang paling efisien yaitu:

Gaya aksial : 6664.33 KN
Momen : 3712.175 KNm
Gaya geser : 27838 KN

7.4.1.2 Kontrol Ketebalan minimum dinding geser

Menurut SNI-03-2847-2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 4000 = 160 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ ok}$
2. $100 \text{ mm} < 300 \text{ mm ok}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan

7.4.1.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$3712.17 \text{ Kn} < 0.83(30 \times 900) \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$3712.17 \text{ Kn} < 12274.46 \text{ Kn} \dots \text{Ok}$$

7.4.1.4 Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI-03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI-03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi

$$0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$$

$$V_u < 0.17 \times 30 \times 900 \times \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$3712.17 \text{ kN} < 2514.047 \text{ kN}$$

- b. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar

dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
 300 mm > 250 mm (Menggunakan 2 lapis tulangan)

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan karena ketebalan dinding melebihi batas minimum ketebalan dinding yang diperbolehkan menggunakan satu lapis tulangan.

7.4.1.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding structural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{37.4}{9} = 4.15 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 300 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 300} = 0.0053$$

$$Vn = 300 \times 9000 [0.17\sqrt{30} + 0.0053 \times 400] \\ = 8258673.1 \text{ N}$$

$$V_u < V_n$$

$$3712.17 \text{ KN} < 8258.67 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

7.4.1.6 Kontrol Rasio tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 300} = 0.00798 > 0.0025 \text{ (OK)}$$

7.4.1.7 Kontrol Spasi tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} > 450 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{5} = \frac{9000}{5} = 1800 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{3} = \frac{9000}{3} = 3000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

7.4.1.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.6.3

$$\text{a. } \frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{27838.05}{\frac{1}{6} \times 300 \times 9000^2} + \frac{6664.33 \times 10^3}{300 \times 3000} > 0.2 \times 30$$

$$2.46 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \quad (\text{Tidak Butuh Komponen Batas})$$

$$\text{b. } c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0.11}{4} = 0.00275 < 0.007 \quad \text{maka diambil}$$

$$\frac{\delta u}{hw} = 0.007$$

Didapat dari PCACOL jumlah tulangan yang dipakai $n = 64$ buah

$$As_{\text{total}} = 64 \times 402.12 = 25735.927 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{25735.927 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 1345.669 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{1345.669}{0.83} = 1610.203 \text{ mm}$$

$$1610.203 \text{ mm} > \frac{9000}{600(0.007)}$$

$1610.203 \text{ mm} < 2142.85 \text{ mm}$ (tidak butuh komponen batas). Berdasarkan 2 syarat diatas semua syarat menyatakan tidak memerlukan komponen batas

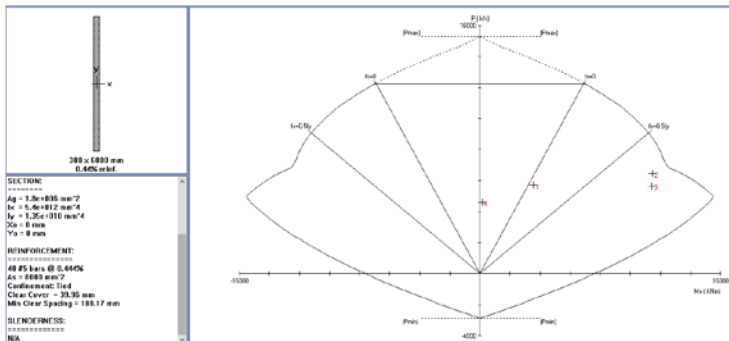
7.4.2 Perencanaan Dinding Geser Tipe B

7.4.2.1 Data Perencanaan Dinding Geser Tipe B

Dinding geser Tipe B yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 30 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 252mm
Mutu tulangan (fy)	: 400 MPa
Mutu beton (f'c)	: 30 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 300 cm
Panjang dinding	: 600 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom dengan memodelkan pada PCACOL



Gambar 7.10 Permodelan pada PCACOL

Section:

Rectangular: Width = 300 mm

Depth = 6000 mm

Gross section area, $A_g = 1.8 \times 10^6 \text{ mm}^2$

$I_x = 5.4 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

$I_y = 1.35 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

$r_x = 1732.05 \text{ mm}$

$r_y = 86.6025 \text{ mm}$

$X_o = 0 \text{ mm}$

$Y_o = 0 \text{ mm}$

Reinforcement:

Bar Set: ASTM A615

Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)
# 3	10	71	# 4	13	129	# 5	16	200
# 6	19	284	# 7	22	387	# 8	25	510
# 9	29	645	# 10	32	819	# 11	36	1006
# 14	43	1452	# 18	57	2581			

Confinement: Tied; #3 ties with #10 bars, #4 with larger bars.

$\phi(a) = 0.8$, $\phi(b) = 0.9$, $\phi(c) = 0.65$

Layout: Rectangular

Pattern: Sides Different (Cover to longitudinal reinforcement)

Total steel area: $A_s = 8000 \text{ mm}^2$ at $\rho = 0.44\%$ (Note: $\rho < 0.50\%$)

Minimum clear spacing = 188 mm

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	2 # 5	2 # 5	18 # 5	18 # 5
Cover (mm)	40	40	40	40

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm	PhiMn/Mu NA depth	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	5724.89	3560.78	14615.84	4.105	2700	5952	0.00361
2	6464.01	11480.58	13363.85	1.164	3218	5952	0.00255
3	5658.17	11452.28	14717.60	1.285	2656	5952	0.00372
4	4602.29	138.29	15230.32	110.136	2132	5952	0.00538

*** End of output ***

Gambar 7.11 Output dari PCACOL

Sehingga didapatkan gaya yang paling efisien yaitu:

Gaya aksial : 6464.01 KN
 Momen : 2369.98 KNm
 Gaya geser : 11480.58 KN

7.4.2.2 Kontrol Ketebalan minimum dinding geser

Menurut SNI-03-2847-2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

3. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 4000 = 160 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ ok}$
4. $100 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \text{ ok}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 300 mm sudah memenuhi persyaratan

7.4.2.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$2369.98 \text{ Kn} < 0.83(30 \times 600) \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$3712.17 \text{ Kn} < 88182.97 \text{ Kn} \dots \text{Ok}$$

7.4.2.4 Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI-03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI-03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17 \times 30 \times 600 \times \frac{\sqrt{30}}{10}$$

$$2369.98 \text{ kN} > 1676.03 \text{ kN}$$

- b. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
300 mm > 250 mm (Menggunakan 2 lapis tulangan)

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan karena ketebalan dinding melebihi batas minimum ketebalan dinding yang diperbolehkan menggunakan satu lapis tulangan.

7.4.2.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding structural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{37.4}{9} = 4.15 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 300 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 300} = 0.0053$$

$$V_n = 300 \times 6000 [0.17\sqrt{30} + 0.0053 \times 400] = 5505782 \text{ N}$$

$$V_u < V_n$$

$$2369.98 \text{ KN} < 5505.78 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

7.4.2.6 Kontrol Rasio tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 300} = 0.00531 > 0.0025 \text{ (OK)}$$

7.4.2.7 Kontrol Spasi tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} > 450 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = \frac{6000}{5} = 1200 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

7.4.2.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.6.3

$$\text{a. } \frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{11480.57}{\frac{1}{6} \times 300 \times 6000^2} + \frac{6664.01 \times 10^3}{300 \times 6000} > 0.2 \times 30$$

$$3.59 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \quad (\text{Tidak Butuh Komponen Batas})$$

$$\text{b. } c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0.11}{4} = 0.00275 < 0.007$$

$$\text{maka diambil } \frac{\delta u}{hw} = 0.007$$

Didapat dari PCACOL jumlah tulangan yang dipakai $n = 40$ buah tulangan

$$As_{\text{total}} = 40 \times 402.12 = 8042.477 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_{cx} \times b} = \frac{8042.477 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 420.52 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{420.52}{0.83} = 503.18 \text{ mm}$$

$$503.18 \text{ mm} < \frac{6000}{600(0.007)}$$

$1610.203 \text{ mm} < 1428.57 \text{ mm}$ (tidak butuh komponen batas). Berdasarkan 2 syarat diatas semua syarat menyatakan tidak memerlukan komponen batas

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

8.1. Umum

Gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur disalurkan ke elemen struktur yang lainnya oleh sambungan. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit.

Pada sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak. Pada penyambungan pelat, diberikan *overtopping* agar pelat menjadi satu kesatuan integritas struktur dan bersifat monolit.

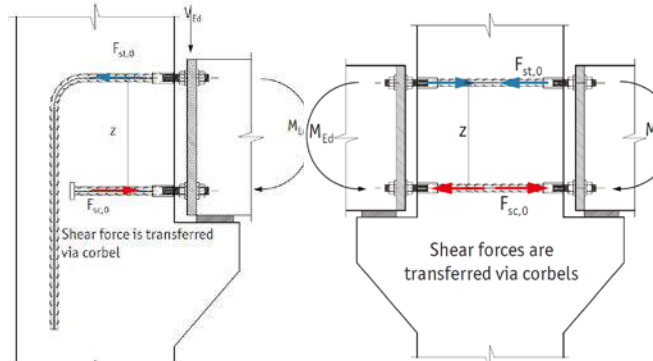
Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

8.2. Konsep Desain Sambungan

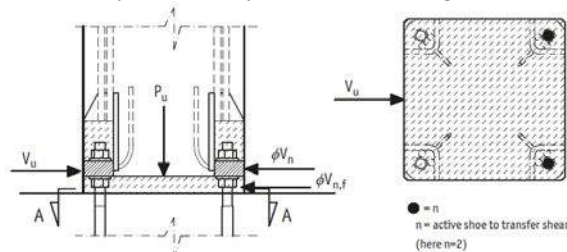
Konsep desain sambungan pada perencanaan Rumah Susun Surabaya ini menggunakan produk dari *Peikko Group*. Sambungan direncanakan dengan menggunakan *Anchor*

Bolt produk dari *Peikko* untuk menyalurkan tulangan antar elemen pracetak. Penyambungan digunakan dengan menggunakan sistem baut dan *coupler*.

Konsep penyaluran gaya dalam yang ada adalah dengan menggunakan gaya tarik maksimum yang dapat diterima oleh masing-masing profil sambungan yang ada dengan gaya aksial (kuat tarik) yang terjadi pada elemen pracetak seperti ilustrasi pada gambar berikut.



Gambar 8.1 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Balok – Kolom



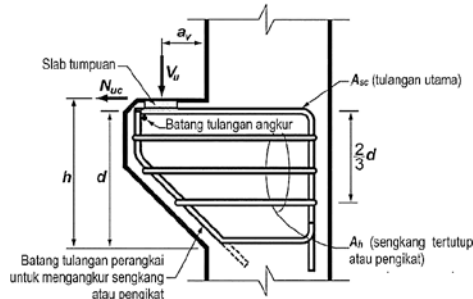
Gambar 8.2 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom

8.3. Perencanaan Sambungan Balok – Kolom

8.3.1. Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang

berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar berikut ini:



Gambar 8.3 Geometrik konsol pendek

8.3.2. Kolom – Balok 40/60

➤ Data Perencanaan

$$V_u = 285.807 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 57.161 \text{ kN}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$\varnothing_s = 16 \text{ mm } (A_s = 201,06 \text{ mm}^2)$$

$$\varnothing_s = 13 \text{ mm } (A_s = 132,73 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Lebar konsol (b)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi konsol (h)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tepi konsol} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 300 = 150 \text{ mm}$$

$$d = h - d' - 0,5 \varnothing_s = 300 - 50 - 0,5 \times 16 = 242 \text{ mm}$$

➤ Luas Pelat Landasan

$$V_u = \varnothing \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{285.807 \times 10^{-3}}{0,85 \times 30 \times 0,75} = 14944.16 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $400 \times 300 \text{ mm}^2 = 12000 \text{ mm}^2$ (tebal 15 mm)

➤ **Menentukan Luas Tulangan Geser Friksi**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{285.807}{0,75} = 381.076 \text{ kN} = 381076 \text{ N}$$

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 400 \times 242 = 580800 \text{ N} > V_n = 381076 \text{ N (OK)}$$

$$11 b_w d = 11 \times 400 \times 242 = 1064800 \text{ N} > V_n = 381076 \text{ N (OK)}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\ &= \frac{381076}{400 \times 1,4} \\ &= 680.49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

➤ **Luas Tulangan Lentur**

Digunakan perletakan sendi-rol dalam perencanaan konsol pendek yang mengijinkan adana daformasi lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susur jangka pajang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4 akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned} M_u &= V_{ua} \times a + N_{uc} (h-d) \\ &= (285807 \times 100) + (57161 \times (300-242)) \\ &= 31896061.2 \text{ Nmm} = 31.89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$A_{vf1} = \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times f_y \times d}$$

$$A_{vf1} = \frac{31896061.2}{0,85 \times 0,75 \times 400 \times 242} = 516.87 \text{ mm}^2$$

$$A_{vf2} = \frac{Vn}{\mu \times f_y} = \frac{381076}{1,4 \times 400} = 680.49 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_{vf} = 516.87 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok A_s :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{57161}{0,75 \times 400} = 190.538 \text{ mm}^2$$

➤ **Pemilihan Tulangan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_{vf} + A_n = 516.87 + 190.538 = 707.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 516.87}{3} \right) + 190.538 = 535.12 \text{ mm}^2$$

$A_s = 707.4 \text{ mm}^2$ menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5 (A_s - A_n) \\ &= 0,5 (707.4 - 190.538) \\ &= 258.43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan A_s 4D16 ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan A_h 2D13 ($A_h = 265,46 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 162$ (vertikal)

dengan spasi $100/2 = 50 \text{ mm}$.

8.3.3. Rekap Konsol Pendek

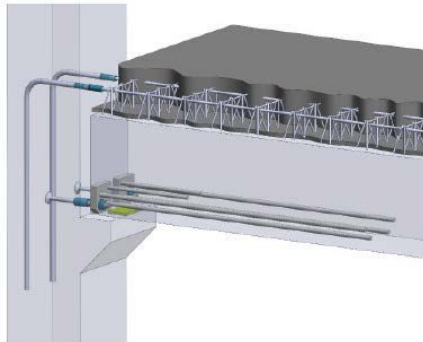
Konsol pendek digunakan pada sambungan balok induk ke kolom, selain itu juga digunakan pada sambungan balok induk ke

balok anak dan balok anak ke balok anak dengan perhitungan yang sama seperti konsol pendek yang terletak pada kolom.

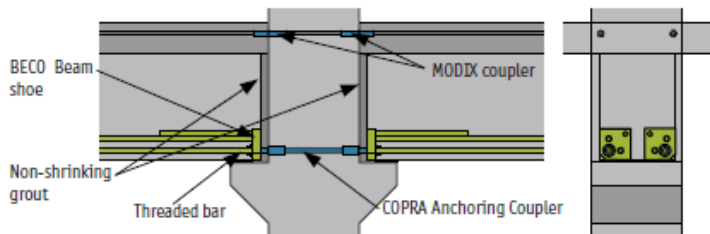
8.3.4. Perhitungan Sambungan Balok – Kolom

Sambungan balok dengan kolom memanfaatkan panjang penyaluran pada tulangan balok. Tulangan balok nantinya akan dijangkarkam ataupun dikaitkan ke dalam kolom. Diasumsikan panjang penyaluran menerima tekan dan tarik maka dihitung dalam dua kondisi yaitu tekan dan tarik.

Dalam perencanaan sambungannya menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu dengan menggunakan *Anchor-Bolt (Bolted-connection)*. Dalam perencanaan tulangan atas menggunakan *COPRA Anchoring Coupler* dan tulangan bawah menggunakan *BECO Beam Shoe* dengan penyaluran *COPRA Anchoring Coupler*.



Gambar 8.5 Single Sided Connection



Gambar 8.6 Double-sided Connections

Sambungan Balok 40/60 – Kolom

Untuk kait standar juga menggunakan produk *peikko group* yang sesuai dengan perhitungan berikut.

Penyaluran Tulangan Pada Balok Pracetak

$$db = 25 \text{ mm}$$

➤ Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'_c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,29 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 395,29 \times \frac{420}{400} = 415 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 415 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 12 \times 25 = 300 \text{ mm}$

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *BECO Beam Shoe* dan pada kolom menggunakan *COPRA Anchoring Coupler*.

Analisa kekuatan sambungan pada sambungan dengan perbandingan gaya aksial maksimum (N_u) setelah tulangan leleh (setelah $M_{pr} 1,25 f_y$) yang harus lebih kecil dari kat tarik aksial yang disyaratkan brosur *Peikko Group* sebagai berikut :

Tulangan bawah

$$A_{s_{pasang}} = 981,748 \text{ mm}^2 \text{ (2D25)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 490,85 \text{ mm}^2$$

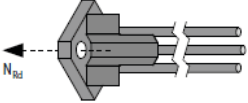
$$\begin{aligned} N_u (1,25 f_y) &= A_s \times f_y \times 1,25 \\ &= 490,85 \times 420 \times 1,25 \\ &= 257709 \text{ N} = 257,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 383 \text{ kN (kuat tarik maksimum profil)}$$

$$N_u < N_{Rd} \dots \text{OK}$$

Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 39H** dan **COPRA 30H-P12-715(415)**

Beam Shoe	Anchoring Coupler	N_{Rd} [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-...*	62
BECO 20H	COPRA 20H-...*	96
BECO 24H	COPRA 24H-...*	139
BECO 30H	COPRA 30H-...*	220
BECO 39H	COPRA 39H-...*	383
BECO 30P	COPRA 30P-...*	299
BECO 36P	COPRA 36P-...*	436
BECO 39P	COPRA 39P-...*	521
BECO 45P	COPRA 45P-...*	697
BECO 52P	COPRA 52P-...*	938



Gambar 8.7 Gaya Aksial Maksimum (N_{Rd}) Profil
Sumber : *Peikko Group (Beco Beam Shoe Table 2)*

Penyaluran Tulangan Pada Overtopping

$$A_{s_{pasang}} = 1963,5 \text{ mm}^2 \text{ (4D25)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 660,52 \text{ mm}^2$$

➤ **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 395,29 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 395,29 \times \frac{420}{400} = 415 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 415 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 300 \text{ mm}$.

➤ Pemilihan Profil Sambungan

Pada sambungan tulangan di bagian *overlapping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM25A P12-715(415) -- PM25 -- SM25B P-2000**.

Double-sided Connections Balok 40/60 – Balok 40/60

➤ Pemilihan Profil Sambungan

- Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 39H dan COPRA 39H-D850** untuk kolom $85 \times 85 \text{ cm}$, **COPRA 39H-D800** untuk kolom $80 \times 80 \text{ cm}$ dan **COPRA 39H-D750** untuk kolom $75 \times 75 \text{ cm}$
- Pada sambungan tulangan di bagian *overlapping* profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM25A D-850** untuk kolom $85 \times 85 \text{ cm}$, **MODIX Coupler SM25A D-800** untuk kolom $80 \times 80 \text{ cm}$ dan **MODIX Coupler SM25A D-750** untuk kolom $75 \times 75 \text{ cm}$.

8.4. Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk dan Balok Anak – Balok Anak

Penyaluran Tulangan Pada Balok Anak Pracetak

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$\text{As perlu} = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} = 760,27 \text{ mm}^2$$

➤ **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{22}{\sqrt{40}} = 401.66 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 401.66 \times \frac{400}{400} = 401.66 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 401.66 \approx 402 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 264 \text{ mm}$

➤ **Pemilihan Profil Sambungan**

Sambungan menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu untuk tulangan balok sebelum *overtopping* menggunakan *BECO Beam Shoe* dan pada kolom menggunakan *COPRA Anchoring Coupler*.

Analisa kekuatan sambungan pada sambungan dengan perbandingan gaya aksial maksimum (N_u) setelah tulangan leleh (setelah $M_{pr} 1,25 f_y$) yang harus lebih kecil dari kat tarik aksial yang disyaratkan brosur *Peikko Group* sebagai berikut :

Pneyaluran Tulangan bawah

$$A_{s_{pasang}} = 760,27 \text{ mm}^2 \text{ (2D22)}$$

$$A_{s_{tulangan}} = 380,13 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_u (1,25 f_y) &= A_s \times f_y \times 1,25 \\ &= 380,13 \times 400 \times 1,25 \\ &= 190066.4 \text{ N} = 190.07 \text{ kN} \end{aligned}$$

$N_{Rd} = 220 \text{ kN}$ (kuat tarik maksimum profil)

$N_u < N_{Rd} \dots \text{OK}$

Tulangan bawah menggunakan profil **BECO 30H** dan **COPRA 30H**

Penyaluran Tulangan Pada Overtopping

$$A_{s_{\text{pasang}}} = 760.25 \text{ mm}^2 \text{ (2D22)}$$

$$A_{s_{\text{tulangan}}} = 380,13 \text{ mm}^2$$

➤ **Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

Didapat :

$$l_{hb} = 100 \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} = 100 \times \frac{22}{\sqrt{40}} = 401.66 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \frac{f_y}{400} = 401.66 \times \frac{400}{400} = 401.66 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (OK)}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 401.66 \approx 402 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 \text{ db} = 264 \text{ mm} \approx 270 \text{ mm}$

➤ **Pemilihan Profil Sambungan**

Pada sambungan tulangan di bagian *overtopping* balok menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *Modix Coupler*. Profil yang digunakan adalah **MODIX Coupler SM22A**

8.5. Perencanaan Sambungan Pelat Lantai – Balok

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat sebagai berikut :

$d_b = 10 \text{ mm}$	
Arah X – As perlu	: 402.5 mm^2
As terpasang	: 471.24 mm^2
Arah Y – As perlu	: 210 mm^2
As terpasang	: 235.62 mm^2

➤ Penyaluran Arah X

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha \beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{12} = \frac{12 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{25 \sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 350.54 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 351 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha \beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \ell_d &\geq 0,043 d_b f_y \\ &\geq 0,043 \times 10 \times 400 = 172 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} = \frac{13 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 182.57 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 182.57 \times \frac{402.5}{471.24} = 155.9 \text{ mm (NOT OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 200 \text{ mm}$

➤ Penyaluran Arah Y

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha \beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

α : faktor lokasi penulangan = 1

β : faktor pelapis = 1

λ : faktor beton normal = 1

$$\frac{\ell_d}{12} = \frac{12 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{25 \sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 768 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 768 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}}$$

$$\alpha \beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 2847 : 2013 Pasal 12.2.4}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_d \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,043 \times 10 \times 400 = 376.93 \text{ mm}$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} = \frac{10 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 182.57 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 376.93 \times \frac{210}{235.62} = 335.85 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai $\ell_d = 336 \text{ mm}$

8.6. Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom

Perencanaan sambungan antar kolom memiliki konsep yang hampir sama dengan sambungan balok ke kolom yaitu dengan menggunakan *bolt-connection*. Produk dari *Peikko Group* yang digunakan adalah *HPKM Column Shoe* untuk sambungan bagian bawah kolom dan *HPM Rebar Anchor Bolt* untuk sambungan bagian atas kolom.

Sambungan Kolom Sejenis

➤ Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{40}} \right) \times 29 \\ &= 1619.54 \text{ mm} \end{aligned}$$

$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 1619.54 \text{ mm} \approx 1620 \text{ mm}$

➤ Pemilihan Profil Sambungan

$$A_{s_{\text{pasang}}} = 7926.238 \text{ mm}^2 \text{ (12D29)}$$

$$A_{s_{\text{tulangan}}} = 660.52 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_u (1,25 f_y) &= A_s \times f_y \times 1,25 \\ &= 804,248 \times 420 \times 1,25 \\ &= 375316 \text{ N} = 375,316 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\phi P_n = 390 \text{ kN}$ (kuat tarik maksimum profil)

$$P_u < \phi P_n \dots \text{OK}$$

Pada sambungan tulangan antar kolom 85x85 cm menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu **HPKM 39 ACI** dan **HPM 39 ACI ASTM**.

Tabel 8.1. Hasil Rekapitulasi Sambungan Kolom Sejenis

Kolom (cm)	Penyaluran (mm)	ϕb (mm)	A_s (mm ²)	n (buah)	A_s (mm ²) pakai	P_u (kN)	ϕP_n (kN)	HPKM	HPM
75x75	1650	25	490.8739	8	5890.486	245.4369	390	39 ACI	39 ACI ASTM
80x80	1650	25	490.8739	8	5890.486	245.4369	390	39 ACI	39 ACI ASTM
85x85	1650	25	490.8739	8	5890.486	245.4369	390	30 ACI	30 ACI ASTM

Sambungan Kolom Dimensi Berbeda

Perencanaan sambungan antar kolom dengan dimensi yang berbeda antar kolom 85x85cm – 80x80cm dan 75x75cm – menggunakan produk dari *Peikko Group* yaitu *HPKM Column Shoe* untuk sambungan bagian bawah kolom dan *MODIX RM Anchor Bolt(reduction Coupler)* untuk pengecilan di bagian atas kolom dan menggunakan *HPM Rebar Anchor Bolt* untuk sambungan antar kolom.

Tabel 8.2. Hasil Rekapitulasi Kolom Dimensi berbeda

Kolom (cm)	Penyaluran (mm)	ϕb (mm)	n (buah)	P_u (kN)	ϕP_n (kN)	HPKM	RM	HPM
75x75	490.8738521	25	8	245.44	390	39 ACI	25	39 ACI ASTM
80x80	490.8738521	25	8	245.44	390	39 ACI	25	39 ACI ASTM
85x85	490.8738521	25	8	245.44	390	39 ACI	25	30 ACI ASTM

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut perlu dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, sehingga didapatkan pondasi yang stabil, aman, dan efisien. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

9.2 Data tanah

Sebelum merencanakan pondasi yang akan digunakan, perlu dilakukan penyelidikan tanah yang berfungsi untuk mengetahui jenis dari tanah tersebut sehingga dapat dilakukan perencanaan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah. Data tanah pada perencanaan pondasi ini menggunakan data penyelidikan tanah di daerah Kali Jagir, Surabaya, hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

9.3 Beban Struktur

Beban struktur yang bekerja pada kolom menentukan bagaimana perencanaan pondasi kolom yang akan dilakukan.

beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang.

Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban terbesar dari 1D+1L+1Ex dan 1D+1L+1Ey. Dari kombinasi beban tersebut dilakukan kontrol untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Tabel 9.1. Gaya Dalam Pada Kolom

Kolom	F1 (Hx)	F2 (Hy)	F3 (Pu)	Mx	My
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
P1	7414.62	6879.59	349483.5	24055.97	25871.51
P2	7324.33	7500.28	533896.4	24825.27	25764.64
P3	7205.64	7471.65	542505.8	24790.03	25618.16
P4	7229.78	7495.72	540049.3	24820.98	25649.69
P5	7279.76	7573.64	529402.8	24920.38	25712.06
P6	8722.46	7055.39	445691.9	24278.35	27497.96
P7	8721.97	7055.54	445695	24278.99	25131.38
P8	7279.3	7574.37	529397.7	24923.55	25571.43
P9	7229.33	7497.01	540040.8	24826.65	25647.73
P10	7206.1	7473.51	542493.7	24798.22	25620.12
P11	7324.79	7502.72	533880.4	24835.98	25766.6
P12	7414.96	5146.48	349467.9	24069.21	25873.33
P13	9351.52	10289.82	439518.1	28397.09	28323.22
P14	7532.53	9418.85	577110.1	27317.63	26070.72
P15	7245.58	8166.29	571988.7	25759.13	25714.96
P16	7565.69	7638.64	527971.4	25106.08	26113.12
P17	7333.22	9065.84	434805.8	26770.26	25822.65
P18	9095.19	8818.84	342510.8	26464.72	28007.78

P19	9095.01	8819.06	342511.6	26465.44	28007.1
P20	7333.06	9066.78	434796.2	26773.69	25822.01
P21	7565.55	7638.99	527985.8	25106.29	26112.49
P22	7245.41	8166.79	572010.5	25759.45	25714.31
P23	7532.71	9419.55	577126.9	27318.09	26071.39
P24	9352	10290.89	439523.7	28397.91	28324.27
P25	9429.36	10322.53	432440.5	28323.13	28489.6

Kolom	F1 (Hx)	F2 (Hy)	F3 (Pu)	Mx	My
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
P26	7576.36	9428.89	584488.1	27216.93	26194.95
P27	7266.16	8193.67	581567.1	25681.41	25809.64
P28	7416.94	7916.12	562767.5	25338.06	25996
P29	7669.4	7056.19	492997.4	24332.28	26308.77
P30	6670.96	8839.93	343880	26601.31	28151.5
P31	9156.88	8839.94	343875.6	26601.29	28152.82
P32	7669.64	7057.03	492993.8	24332.4	26310.05
P33	7417.17	7917.42	562759.5	25343.74	25997.27
P34	7265.88	8195.55	581558.7	25689.62	25808.31
P35	7575.25	9431.69	584545.7	27228.09	26192.6
P36	9429.92	10325.59	433386.8	28336.43	28489.32
P37	6831.44	6631.62	234731.5	23749.23	25308
P38	9054.79	6638.25	314083.3	23870.84	28070.02
P39	7446.33	7457.07	530600	24885.03	26079.87
P40	7284.35	7447.78	542376.7	24872.86	25878.61
P41	7289.6	7454.22	541205.9	24880.83	25883.24
P42	7357.6	7471.01	532897.8	24902.53	25968.15
P43	8811.2	7033.43	445295.8	24360.68	27767.57

P44	8811.77	7033.47	445282.3	24360.71	27770.22
P45	7358.14	7471.2	532906.3	24902.66	25970.75
P46	7290.13	7454.58	541224.4	24881.06	25885.83
P47	7283.74	7448.29	542401.4	24873.18	25875.92
P48	7445.1	7457.82	530753.5	24885.55	26076.41
P49	9054.74	6638.99	296776.6	23871.25	28068.03
P50	6832.14	5629.43	235130	23763.83	25306.93

Tabel 9.2. Gaya Dalam Pada Shear Wall

ShearWall	F1 (Hx)	F2 (Hy)	F3 (Pu)	Mx	My
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
SW 1	124566	14488.55	1222175	51286.25	73653.64
SW 2	123171.6	14489.17	1222162	51793.75	73652.12
SW 3	299354.4	17753.2	2173236	57898.7	100586.9
SW 4	299353.5	17253.21	2173242	58782.04	102405.2
SW 5	17062.74	448914.3	2623104	117759.8	59865.46
SW 6	17063.17	449080.2	2624926	117771.4	59865.55

9.4. Kriteria Design

9.4.1. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

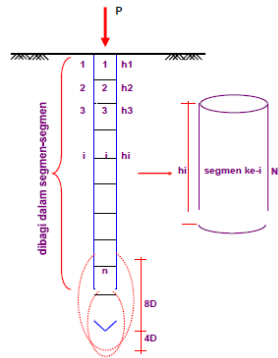
- *Outside diameter* = 600 mm
- *Wall Thickness* = 100 mm
- *Kelas* = A1
- *Concret cross section* = 1571 cm²
- *Unit weight* = 393 kg/m

- *Bending Moment crack* = 17 tm
- *Bending moment ultimate* = 25.5 tm
- *Allowable axial load* = 252.7 ton

9.4.2. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton
 Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 9.1. Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = hambata geser tiang pada segmen i

C_{li} = f_{si}

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

C_n = 40 N

Hargn N merupakan rata-rata $N/2$ 4D dibawah ujung sampa 8D diatas ujung tiang.

$$C_{li} = f_{si} = \frac{1}{2}$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum (N_i/2) \cdot A_{si}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = P_{ult}/SF, \text{ dengan } SF = 2$$

Cara menentukan kedalaman tiang pancang:

Beban aksial yang diijinkan 1 tiang pancang berdasar kan spesifikasi adalah 252.7 ton. Sehingga daya dukung tanah minimal adalah setengah dari beban aksial yang diijinkan oleh 1 tiang, yaitu 126.35 ton. Sehingga dipilih kedalaman 17 m, karena pada kedalaman tersebut daya dukung tanah sebesar 123.08 ton. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N>15sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	p_o (ton/m2)	N _{Corr}	N _{Corr}	N _{ratas2 ujung}	Q _{ujung} (ton)	f _{si} (ton/m2)	R _{si} (ton)	Σ R _{si} (ton)	Q _{ult} = Q _{ujung} Σ R _{si}	Q _{ijin} = Q _{ult} /SF SF=3 : (ton)
0	0	P	0	1.69	0.69	0.845	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.5	0	P	0	1.69	0.69	1.69	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1	0	L	0	1.69	0.69	2.535	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.5	0	L	0	1.69	0.69	3.38	0.000	0.00	4.62	52.29	0.00	0.00	0.00	52.29	17.43
2	0	L	0	1.69	0.69	4.225	0.000	0.00	7.57	85.65	0.00	0.00	0.00	85.65	28.55
2.5	21	L	21.000	1.69	0.69	5.07	27.741	27.74	10.86	122.81	13.87	13.07	13.07	135.88	45.29
3	20	L	20.000	1.69	0.69	5.415	25.268	25.27	13.93	157.55	12.63	11.91	24.98	182.53	60.84
3.5	19	L	19	1.69	0.69	5.76	23.002	23.00	16.80	190.04	11.50	10.84	35.82	225.86	75.29
4	18.5	L	18.5	1.69	0.69	6.105	21.499	21.50	19.26	217.85	10.75	10.13	45.95	263.80	87.93
4.5	18	L	18	1.69	0.69	6.45	20.112	20.11	21.63	244.67	10.06	9.48	55.43	300.10	100.03
5	16	L	16	1.69	0.69	6.795	17.214	17.21	19.53	220.88	8.61	8.11	63.54	284.42	94.81
5.5	16	L	16	1.69	0.69	7.14	16.598	16.60	17.62	199.28	8.30	7.82	71.36	270.64	90.21
6	13	L	13	1.69	0.69	7.485	13.020	13.02	15.74	178.00	6.51	6.14	77.50	255.50	85.17
6.5	12	L	12	1.710	0.71	7.84	11.899	11.90	13.99	158.22	5.95	5.61	83.10	241.32	80.44
7	10	L	10	1.710	0.71	8.195	9.829	9.83	12.36	139.77	4.91	4.63	87.74	227.51	75.84
7.5	9.5	L	9.5	1.710	0.71	8.55	9.257	9.26	11.06	125.12	4.63	4.36	92.10	217.21	72.40
8	9	L	9	1.710	0.71	8.905	8.695	8.69	9.78	110.58	4.35	4.10	96.20	206.77	68.92
8.5	8.5	L	8.5	1.710	0.71	9.26	8.142	8.14	9.26	104.76	4.07	3.84	100.03	204.79	68.26
9	8	L	8	1.710	0.71	9.615	7.598	7.60	8.90	100.62	3.80	3.58	103.61	204.24	68.08
9.5	10	L	10	1.710	0.71	9.97	9.418	9.42	9.08	102.70	4.71	4.44	108.05	210.75	70.25
10	10	L	10	1.710	0.71	10.325	9.340	9.34	9.86	111.50	4.67	4.40	112.45	223.95	74.65
10.5	12	S	12	1.710	0.71	10.68	11.116	11.12	10.83	122.44	5.56	5.24	117.69	240.13	80.04
11	16	S	16	1.710	0.71	11.035	14.701	14.70	11.85	134.04	7.35	6.93	124.62	258.66	86.22
11.5	17	S	17	1.850	0.85	11.46	15.469	15.47	13.06	147.73	7.73	7.29	131.91	279.63	93.21
12	17	S	17	1.850	0.85	11.885	15.320	15.32	14.05	158.94	7.66	7.22	139.13	298.07	99.36

12.5	18	S	18	1.850	0.85	12.31	16.068	16.07	15.10	170.74	8.03	7.57	146.70	317.44	105.81
13	18.5	S	18.5	1.850	0.85	12.735	16.359	16.36	15.00	169.61	8.18	7.71	154.41	324.02	108.01
13.5	19	S	19	1.850	0.85	13.16	16.645	16.64	14.44	163.37	8.32	7.84	162.25	325.62	108.54
14	20	P	12	1.850	0.85	13.585	10.416	10.42	13.91	157.37	2.08	1.96	164.22	321.59	107.20
14.5	21	P	12.6	1.850	0.85	14.01	10.836	10.84	13.46	152.27	2.17	2.04	166.26	318.53	106.18
15	23	P	13.8	1.850	0.85	14.435	11.761	11.76	12.89	145.79	2.35	2.22	168.47	314.26	104.75
15.5	24	P	14.4	1.850	0.85	14.86	12.162	12.16	12.40	140.27	2.43	2.29	170.77	311.04	103.68
16	24	P	14.4	1.850	0.85	15.285	12.054	12.05	12.14	137.29	2.41	2.27	173.04	310.33	103.44
16.5	26	P	15.6	1.850	0.85	15.71	12.943	12.94	14.38	162.67	2.59	2.44	175.48	338.15	112.72
17	30	P	18	1.850	0.85	16.135	14.804	14.80	16.89	190.97	2.96	2.79	178.27	369.24	123.08
17.5	32	L	32	1.740	0.74	16.505	26.120	26.12	18.88	213.54	13.06	12.31	190.58	404.12	134.71
18	35	L	35	1.740	0.74	16.875	28.354	28.35	20.56	232.58	14.18	13.36	203.94	436.52	145.51
18.5	32	L	32	1.740	0.74	17.245	25.731	25.73	22.13	250.23	12.87	12.13	216.07	466.29	155.43
19	30	L	30	1.740	0.74	17.615	23.945	23.94	23.53	266.17	11.97	11.28	227.35	493.52	164.51
19.5	29	L	29	1.740	0.74	17.985	22.977	22.98	24.43	276.31	11.49	10.83	238.18	514.49	171.50
20	29	L	29	1.740	0.74	18.355	22.810	22.81	23.69	267.93	11.40	10.75	248.93	516.86	172.29
20.5	27	L	27	1.740	0.74	18.725	21.083	21.08	22.61	255.70	10.54	9.94	258.86	514.56	171.52
21	27	L	27	1.740	0.74	19.095	20.932	20.93	21.88	247.47	10.47	9.86	268.73	516.19	172.06
21.5	27	L	27	1.740	0.74	19.465	20.783	20.78	21.39	241.89	10.39	9.79	278.52	520.41	173.47
22	27	L	27	1.740	0.74	19.835	20.636	20.64	21.33	241.27	10.32	9.72	288.24	529.51	176.50
22.5	27	L	27	1.740	0.74	20.205	20.491	20.49	21.38	241.85	10.25	9.66	297.90	539.75	179.92
23	30	L	30	1.810	0.81	20.61	22.595	22.59	21.98	248.54	11.30	10.65	308.55	557.09	185.70
23.5	31	L	31	1.810	0.81	21.015	23.171	23.17	22.56	255.17	11.59	10.92	319.47	574.64	191.55
24	34	L	34	1.810	0.81	21.42	25.223	25.22	23.46	265.28	12.61	11.89	331.35	596.63	198.88

24.5	34	L	34	1.810	0.81	21.825	25.035	25.03	24.65	278.83	12.52	11.80	343.15	621.98	207.33
25	37	L	37	1.810	0.81	22.23	27.042	27.04	25.84	292.26	13.52	12.74	355.89	648.16	216.05
25.5	40	L	40	1.810	0.81	22.635	29.020	29.02	26.90	304.28	14.51	13.68	369.57	673.84	224.61
26	40	L	40	1.810	0.81	23.04	28.808	28.81	28.16	318.45	14.40	13.58	383.14	701.59	233.86
26.5	42	L	42	1.810	0.81	23.445	30.029	30.03	28.78	325.52	15.01	14.15	397.30	722.82	240.94
27	45	L	45	1.810	0.81	23.85	31.943	31.94	29.20	330.30	15.97	15.05	412.35	742.65	247.55
27.5	42	L	42	1.810	0.81	24.255	29.601	29.60	29.01	328.14	14.80	13.95	426.30	754.44	251.48
28	40	L	40	1.810	0.81	24.66	27.992	27.99	28.42	321.38	14.00	13.19	439.49	760.86	253.62
28.5	37	L	37	1.830	0.83	25.075	25.706	25.71	27.63	312.45	12.85	12.11	451.60	764.05	254.68
29	36	L	36	1.830	0.83	25.49	24.832	24.83	26.45	299.09	12.42	11.70	463.30	762.40	254.13
29.5	34	L	34	1.830	0.83	25.905	23.286	23.29	25.53	288.73	11.64	10.97	474.28	763.01	254.34
30	32	L	32	1.830	0.83	26.32	21.761	21.76	24.72	279.52	10.88	10.25	484.53	764.05	254.68

Sehingga didapatkan :

Beban ijin aksial 1 tiang	= 252.7 ton
Beban ijin 1 tiang dibagi SF=2	= 126.35 ton
Kedalaman tiang pancang	= 17 meter
Pada kedalaman 17m daya dukung tanah	= 123.08 ton

9.4.3. Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1.5 meter.

- Jarak antar tiang :
 $2.5 D \leq S \leq 3 D$
 $2.5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$
 $150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$
 Digunakan jarak antar tiang = 150 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
 $1 D \leq S1 \leq 2 D$
 $1 \times 60 \leq S1 \leq 2 \times 60$
 $60 \text{ cm} \leq S1 \leq 120 \text{ cm}$
 Digunakan jarak tiang ke tepi = 60 cm

Tabel 9.3. Kebutuhan Tiang Pancang Kolom

Kolom	F1 (Hx)	F2 (Hy)	F3 (Pu)	Mx	My	Daya Dukung	Jumlah Tiang (n)
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m		
P1	7414.62	6879.59	349483.5	24055.97	25871.51	123.08	3
P2	7324.33	7500.28	533896.4	24825.27	25764.64	123.08	5
P3	7205.64	7471.65	542505.8	24790.03	25618.16	123.08	5
P4	7229.78	7495.72	540049.3	24820.98	25649.69	123.08	5
P5	7279.76	7573.64	529402.8	24920.38	25712.06	123.08	5
P8	7279.3	7574.37	529397.7	24923.55	25571.43	123.08	5
P9	7229.33	7497.01	540040.8	24826.65	25647.73	123.08	5
P10	7206.1	7473.51	542493.7	24798.22	25620.12	123.08	5
P11	7324.79	7502.72	533880.4	24835.98	25766.6	123.08	5
P12	7414.96	5146.48	349467.9	24069.21	25873.33	123.08	3
P14	7532.53	9418.85	577110.1	27317.63	26070.72	123.08	5
P15	7245.58	8166.29	571988.7	25759.13	25714.96	123.08	5
P16	7565.69	7638.64	527971.4	25106.08	26113.12	123.08	5
P22	7245.41	8166.79	572010.5	25759.45	25714.31	123.08	5
P23	7532.71	9419.55	577126.9	27318.09	26071.39	123.08	5
P26	7576.36	9428.89	584488.1	27216.93	26194.95	123.08	5
P27	7266.16	8193.67	581567.1	25681.41	25809.64	123.08	5
P33	7417.17	7917.42	562759.5	25343.74	25997.27	123.08	5
P34	7265.88	8195.55	581558.7	25689.62	25808.31	123.08	5
P35	7575.25	9431.69	584545.7	27228.09	26192.6	123.08	5
P39	7446.33	7457.07	530600	24885.03	26079.87	123.08	5
P40	7284.35	7447.78	542376.7	24872.86	25878.61	123.08	5
P41	7289.6	7454.22	541205.9	24880.83	25883.24	123.08	5
P42	7357.6	7471.01	532897.8	24902.53	25968.15	123.08	5
P45	7358.14	7471.2	532906.3	24902.66	25970.75	123.08	5
P46	7290.13	7454.58	541224.4	24881.06	25885.83	123.08	5
P47	7283.74	7448.29	542401.4	24873.18	25875.92	123.08	5
P48	7445.1	7457.82	530753.5	24885.55	26076.41	123.08	5

Tabel 9.4. Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan Tipe 3

Titik	Hx	Hy	Pu	Mux	Muy	Pu Gabungan	Daya Dukung (t)	Tiang (n)
	kg	kg	kg	kgm	kgm			
P6	8722.46	7055.4	445692	24278.4	27497.96	891386.89	123.08	8
P7	8721.97	7055.5	445695	24279	25131.38		123.08	
P43	8811.2	7033.4	445296	24360.7	27767.57	890578.05	123.08	8
P44	8811.77	7033.5	445282	24360.7	27770.22		123.08	

Tabel 9.5. Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan Tipe 4

Titik	Hx	Hy	Pu	Mux	Muy	Pu Gabungan	Daya Dukung (t)	Tiang (n)
	kg	kg	kg	kgm	kgm			
P37	6831.44	6631.6	234732	23749.2	25308	548814.82	123.08	5
P38	9054.79	6638.3	314083	23870.8	28070.02		123.08	
P49	9054.74	6639	296777	23871.3	28068.03	531906.58	123.08	5
P50	6832.14	5629.4	235130	23763.8	25306.93		123.08	

Tabel 9.6. Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan Tipe 5

Titik	Hx	Hy	Pu	Mux	Muy	Pu Gabungan	Daya Dukung (t)	Tiang (n)
	kg	kg	kg	kgm	kgm			
SW 5	17062.7	448914	2623104	117760	59865.46	3495062.14	123.08	29
P13	9351.52	10290	439518	28397.1	28323.22		123.08	
P25	9429.36	10323	432440	28323.1	28489.6		123.08	
P24	9352	10291	439524	28397.9	28324.27	3497836.3	123.08	29
P36	9429.92	10326	433387	28336.4	28489.32		123.08	
SW 6	17063.2	449080	2624926	117771	59865.55		123.08	

Tabel 9.7. Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan Tipe 6

Titik	Hx kg	Hy kg	Pu kg	Mux kgm	Muy kgm	Pu Gabungan	Daya Dukung (t)	Tiang (n)
P17	7333.22	9065.8	434806	26770.3	25822.65	11109939.44	123.08	91
P18	9095.19	8818.8	342511	26464.7	28007.78		123.08	
P19	9095.01	8819.1	342512	26465.4	28007.1		123.08	
P20	7333.06	9066.8	434796	26773.7	25822.01		123.08	
P21	7565.55	7639	527986	25106.3	26112.49		123.08	
P28	7416.94	7916.1	562767	25338.1	25996		123.08	
P29	7669.4	7056.2	492997	24332.3	26308.77		123.08	
P30	6670.96	8839.9	343880	26601.3	28151.5		123.08	
P31	9156.88	8839.9	343876	26601.3	28152.82		123.08	
P32	7669.64	7057	492994	24332.4	26310.05		123.08	
SW 1	124566	14489	1222175	51286.3	73653.64		123.08	
SW 2	123172	14489	1222162	51793.8	73652.12		123.08	
SW 3	299354	17753	2173236	57898.7	100586.9		123.08	
SW 4	299354	17253	2173242	58782	102405.2		123.08	

Untuk beberapa titik kolom dan shearwall, dilakukan penggabungan pilecap antara shear wall dan kolom yang dikarenakan jarak kolom dan shearwall terlalu dekat, berikut titik titik kolom yang pile capnya digabungkan :

Tabel 9.8. Tipe-tipe Kombinasi Tiang Pancang

Tipe	Titik	Kebutuhan tiang (n)	Dipakai jumlah tiang (n)
TIPE 1	P1	3	4
	P12		
TIPE 2	P2,P3,P4, P5,P8,P9, P10,P11, P14,P15, P16,P22, P23,P26, P27,P33, P34,P35, P39,P40, P41,P42, P45,P46, P47,P48	5	6
TIPE 3	P6,P7, P43,P44	8	9
TIPE 4	P37	5	6
	P38		
	P49		
	P50		
TIPE 5	SW 5	29	30
	P13		
	P25		
	P24	29	30
	P36		
	SW 6		
TIPE 6	P17,P18, P19,P20, P21,P28, P29,P30, P31,P32,S W1,SW2, SW3,SW4	91	91

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctan \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Hasil dari $Q_L (\text{group}) > P$ yang terjadi (OK). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 9.9. Kontrol Daya dukung tiang Kelompok

Tipe tiang group	Jumlah tiang	V maks	D	S	m	n	η	QL group	Syarat
	n	ton	m	m					QL g > Pu
Tipe 1	4.0	349.5	0.6	1.5	2.0	2.0	0.852434	490.2	Ok
Tipe 2	6.0	584.5	0.6	1.5	2.0	3.0	0.809614	734.8	Ok
Tipe 3	9.0	891.4	0.6	1.5	3.0	3.0	0.000000	1101.5	Ok
Tipe 4	6.0	548.8	0.6	1.5	3.0	2.0	0.782921	734.8	Ok
Tipe 5	30.0	3497.8	0.6	1.5	3.0	10.0	0.809614	3668.0	Ok
Tipe 6	91.0	11109.9	0.6	1.5	13.0	7.0	0.717049	11116.0	Ok

9.4.4. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka

besarnya beban vertical ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

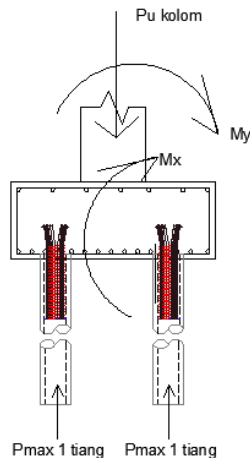
y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

Σx_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

Σy_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

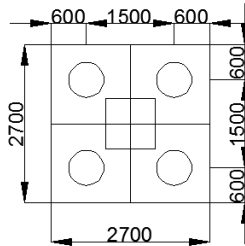


Gambar 9.2.

Gaya-gaya dalam yang terjadi

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1

Group tiang pancang Tipe 1



Gambar 9.2. Group Tiang Tipe 1

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

$$V = 349.5 \text{ t}$$

$$n = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 24.1 \text{ tm}$$

$$\Sigma x^2 = (0.75^2 \times 2) + (0.75^2 \times 2) = 2.25$$

$$M_y = 25.9 \text{ tm}$$

$$\Sigma y^2 = (0.75^2 \times 2) + (0.75^2 \times 2) = 2.25$$

$$P_{max} = \frac{349.5}{4} + \frac{25.9 \times 0.75}{2.25} + \frac{24.1 \times 0.75}{2.25} \leq 123.08 \text{ t (1tiang)}$$

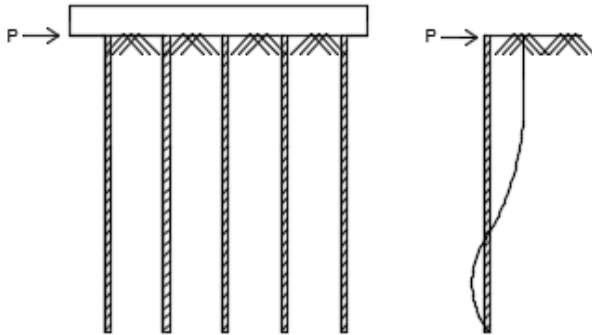
$$P_{max} = 104 \text{ t} < 123.08 \text{ t (1tiang)}$$

Berikut Tabel rekapan perhitungan dari seluruh Tipe Group Tiang

Tabel 9.9. Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Tipe tiang group	V/n	My x Xmax	ΣX^2	Mx x Ymax	ΣY^2	Pmax	P gab	P ijin	
Tipe 1	87.3709	19.405	2.25	18.0519	2.25	104	104.018	123.08	Aman
Tipe 2	97.4243	19.646	3.375	40.9771	9	108	107.798	123.08	Aman
Tipe 3	49.5217	83.311	22.5	36.5411	9	57.3	114.568	123.08	Aman
	49.5213	83.303	22.5	36.541	9	57.3		123.08	Aman
Tipe 4	52.3472	84.21	22.5	17.9034	2.81	62.5	122.026	123.08	Aman
	49.4628	84.204	22.5	17.9031	2.81	59.6		123.08	Aman
Tipe 5	14.6508	82.62	103.896	319.476	1164	15.7	122.823	123.08	Aman
	14.4462	82.137	103.896	319.467	1164	15.5		123.08	Aman
	87.4975	173.61	103.896	1324.93	547	91.6		123.08	Aman
Tipe 6	4.77809	503.54	29397.6	289.119	3264	4.88	122.369	123.08	Aman
	5.80204	509.19	29397.6	271.148	3264	5.9		123.08	Aman
	5.41755	506.92	29397.6	273.651	3264	5.52		123.08	Aman
	6.18417	506.95	29397.6	262.79	3264	6.28		123.08	Aman
	3.76386	378.11	4803.12	285.819	3264	3.93		123.08	Aman
	4.77798	348.6	4803.12	289.156	3264	4.94		123.08	Aman
	3.7789	380.06	4803.12	273.651	3264	3.94		123.08	Aman
	5.41751	355.19	4803.12	287.294	3264	5.58		123.08	Aman
	4.77798	317.61	4332.51	289.156	3264	4.94		123.08	Aman
	3.5589	346.28	4332.51	287.294	3264	3.73		123.08	Aman
	22.0171	1840.7	9246.51	399.501	1384	22.5		123.08	Aman
	22.0153	1874	9246.51	405.596	1384	22.5		123.08	Aman
	13.4305	1237.4	7393.82	353.875	1384	13.9		123.08	Aman
	13.4304	1237.4	7393.82	357.377	1384	13.9		123.08	Aman

9.4.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.3. Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 7.4 t

H_{\max} 1 tiang = 1.854 t

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$f(\text{soil modulus of elasticity coefficient}) = 0.352 \text{ kg/cm}^3$

$$E = 4700 \times \sqrt{60} \times 10 = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60^4 - 50^4) = 329508.93 \text{ cm}^4$$

$Fd = 0.9$ (deflection coefficient)

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 329508.93}{0.352}\right)^{\frac{1}{5}} = 250.9 \text{ cm}$$

Fd (deflection coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$L = 17 \text{ m} = 1700 \text{ cm}$ (kedalaman tiang pancang)

$T = 250.9 \text{ cm}$

$L/T = 6.77$

Maka didapatkan $Fd = 0.9$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left(\frac{1.85 \times 250.9^3}{364060.43 \times 329508.93}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.115 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

Kontrol Momen :

$M_{\text{crack}} = 40.7 \text{ tm}$ (tabel spesifikasi tiang pancang)

Fm (moment coefficient)

Didapatkan dari grafik *Influence Value fot Laterally Loaded Pile*

$L/T = 6.77$

Maka didapatkan $Fm = 0.9$

$$M = Fm(PT) \leq M_{bending\ crack}$$

$$M = 0.9(1.85 \times 2.02) \leq 40.7\ tm$$

$$M = 3.38tm \leq 40.7\ tm \quad (Ok)$$

Tabel 9.10. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral 1

Tipe tiang group	H max 1 tiang	δ	δ	Mmax	M bending crack	
	t	cm	cm	(tm)		
TIPE 1	1.85374	0.1155	2.5	3.37902	25.5	OK
TIPE 2	1.2627267	0.0787	2.5	2.30171	25.5	OK
TIPE 3	1.9581078	0.122	2.5	3.56926	25.5	OK
TIPE 4	2.6478133	0.165	2.5	4.82647	25.5	OK
TIPE 5	1.1948363	0.0745	2.5	2.17796	25.5	OK
TIPE 6	10.169794	0.6339	2.5	18.5376	25.5	OK

9.4.6. Perencanaan Poer

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu Tipe1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Σ tiang pancang tiap group	= 4
Dimensi kolom	= $850 \times 850\ mm^2$
Dimensi pile cap	= $2.7 \times 2.7 \times 1\ m^3$
P_u kolom	= 349.5 ton
P_u pile	= 104 ton
P ijin 1 tiang	= 123.08 ton
Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa

Diameter tulangan (D) = 25 mm

Selimut beton = 75 mm

9.4.6.1. Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai dengan syarat SNI 2847-2013 pasal 11.2.

Dimensi poer : $2.7 \times 2.7 \times 1 \text{ m}^3$

Selimut beton : 75 mm

Ø tul utama : D25

Tinggi efektif : $d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912.5 \text{ mm}$

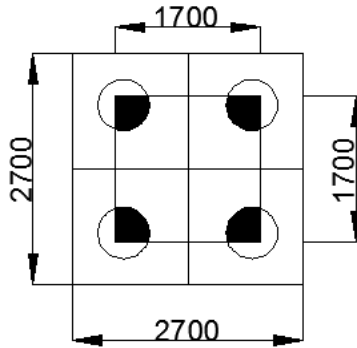
β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{850}{850} = 1.00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$\begin{aligned} &= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\ &= 2 \times (850 + 912.5) + 2 \times (850 + 912.5) \\ &= 7050 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.



Gambar 9.4. Area Kritis Geser Pons Dua Arah

1. Geser pons 2 Arah

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada

$$\begin{aligned} &\text{kolom} \\ &= \frac{850}{850} = 1 \end{aligned}$$

Kontrol Gaya Geser yang terjadi :

$$W_u = 1.2 \times 2.4 \times 1.7^2 = 8.323 \text{ t}$$

$$P_u \text{ kolom} = 349.5 \text{ t}$$

$$P_{pile} = P_u \text{ pile} \times \text{perbandingan luas area kritis} / \text{luasan tiang}$$

$$P_{pile} = 104.02 \times 0.2459 \times 4 = 102.36 \text{ t}$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_u - P_{pile}$$

$$P_{u,punch} = 349.5 + 8.323 - 102.36$$

$$P_{u,punch} = 255.5 \text{ t}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 7050 \times 912.5 = 17617838.39 \text{ N}$$

$$V_c = 0.083 \times \left(\frac{30 \times 912.5}{7050} + 2\right) 1 \times \sqrt{30} \times 7050 \times 912.5$$

$$= 17205131.15 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 912.5 \times 7050 = 11745225.59 \text{ N (menentukan)}$$

$$V_c = 11745225.59 \text{ N}$$

$$= 11745.22 \text{ ton} > P_{u \text{ punch}} = 255.5 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Kapasitas geser *poer* dapat menahan beban geser yang terjadi.

Kontrol tegangan geser yang terjadi :

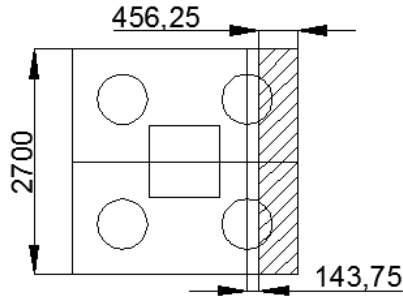
$$\tau_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} = 1.826 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{P_{u \text{ punch}}}{b \times d} = \frac{255.5 \times 10^4}{7050 \times 912.5} = 0.397 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_c \dots\dots\text{Ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran *poer* mampu menahan gaya geser yang terjadi.

2. Geser Pons 1 Arah



Gambar 9.5. Area Kritis Geser Pons Satu Arah

$$P_{u,pile} = 104.02 \text{ t}$$

$$a = 143.75 + \frac{600}{2} = 443.75 \text{ mm}$$

$$\text{area kritis} = 0.456 \text{ m}$$

$$P_{u,reduce} = P_{u,pile} \times \frac{a}{800}$$

$$P_{u,reduce} = 104.02 \times \frac{443.75}{800} = 57.7 \text{ t}$$

$$V_u = 2 P_{u,reduce} - \text{berat pile cap}$$

$$V_{u,pile} = 2 \times 57.7 - (1.2 \times 24 \times 2.7 \times 0.456 \times 1)$$

$$V_{u,pile} = 79.94 \text{ t}$$

$$V_c = 0.75 \sqrt{f'_c} b_w d$$

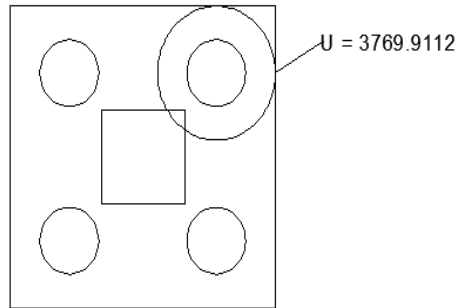
$$V_c = 0.75 \sqrt{30} \times 2700 \times 912.5 = 10120885.88 \text{ N}$$

$$V_c = 10120.88 \text{ t}$$

$$V_c > V_{u,pile}$$

$$V_c = 10120.88 > V_{u,pile} = 79.94 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

3. Geser Akibat tiang pancang individu



Gambar 9.6. Area Geser Akibat Tiang Pancang Individu

$$P_{u,pile} = 104.02 \text{ t}$$

$$U = 3769.9 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{104.02 \times 10^4}{3769.9 \times 912.5} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} > \tau_c = 1.83 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

❖ **Penulangan Pile Cap**

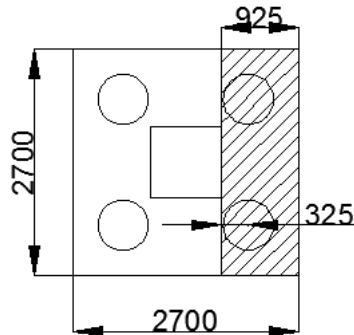
Dalam merencanakan penulangan pile cap, Momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yg bekerja pada tiang dan kolom.

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} = \frac{\sqrt{30}}{4(400)} = 0.0034 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.69$$

- Penulangan arah x



Gambar 9.7. Area Momen Pile Cap

$$M_u = 2 \times 104.02 \times 0.325 - 1.2 \times 2.4 \times 2.7 \times \frac{0.925^2}{2}$$

$$= 34.345 \text{ tm}$$

$$M_u = 343452507.9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{343452507.9}{0.9 \times 2700 \times 912.5^2} = 0.17$$

$$\rho = \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.17 \times 15.69}{400}} \right) = 0.00042$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ pakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \times 2700 \times 912.5 = 8623.125 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = 8623.125 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 18 \text{ buah}$$

$$s = 2700 / 18 = 150 \text{ mm}$$

gunakan s= 150 mm

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5A_s = 0.5 \times 8623.125 = 4311.56 \text{ mm}^2$$

$$n = 4311.56 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 9 \text{ buah}$$

$$s = 4311.56 / 9 = 479 \text{ mm}$$

gunakan $s = 400 \text{ mm}$

• Penulangan arah Y

$$M_u = 343452507.9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{343452507.9}{0.9 \times 2700 \times 912.5^2} = 0.17$$

$$\rho = \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.17 \times 15.69}{400}} \right) = 0.00042$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ pakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \times 2700 \times 912.5 = 8623.12 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = 8623.125 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 18 \text{ buah}$$

$$s = 2700 / 18 = 150 \text{ mm}$$

gunakan $s = 150 \text{ mm}$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5A_s = 0.5 \times 8623.125 = 4311.56 \text{ mm}^2$$

$$n = 4311.56 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 9 \text{ buah}$$

$$s = 4311.56 / 9 = 479 \text{ mm}$$

gunakan $s = 400 \text{ mm}$

9.5. Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau

dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 584.6 ton
Panjang Sloof L	= 4.8 m
Mutu Beton f_c'	= 30 MPa
Mutu Baja f_y	= 400 MPa
Decking	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 12 mm
Dimensi Sloof	= 400 mm x 500 mm
Tinggi Efektif	= $500 - 40 - 12 - (1/2 \cdot 22)$ = 437mm

Gaya dalam pada sloof (aksial tekan dan lentur) :

Pu Tekan sloof maks :

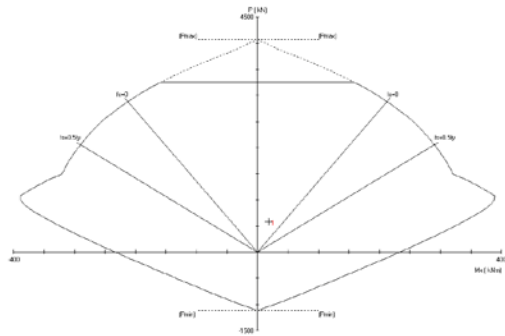
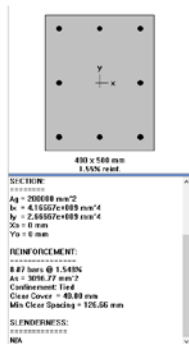
$$P_{u_{\text{sloof}}} = 10\% P_{u_{\text{kolom}}}$$

$$P_{u_{\text{sloof}}} = 10\% \times 584.6 = 58.5 \text{ ton} = 584.546$$

Berat Sendiri Sloof :

$$W = 2400 \times 0.4 \times 0.5 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.4 \times (1/8 q L^2) = 1.4 \times (1/8 \times 480 \times (4.8^2)) \\ &= 1935.36 \text{ kgm} \\ &= 19.35.36 \text{ KNm} \end{aligned}$$



Untuk Penulangan Lentur digunakan bantuan program PcAcol, didapat tulangan sebanyak 8D22 didapat $\rho=1.55\%$ dan sudah memenuhi kebutuhan tulangan.

9.5.1. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 480 \times 4.8 = 2764.8 \text{ kg} = 27648 \text{ N}$$

$$d' = 500 - 40 - 12 - 22/2 = 437 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w x d x \sqrt{f'c}}{6} = \frac{400 x 437 x \sqrt{30}}{6} = 159569.8 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c > V_u \text{ (tidak perlu tulangan Geser)}$$

Jadi dipasang tulangan geser min

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 437/2 = 218.5 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{b_w x s}{3f_y} = \frac{400 x 218.5}{3(400)} = 72.83 \text{ mm}$$

Dipasang Sengkang 2Ø12 – 200 mm

Tabel 9.11 Rekapitulasi Penulangan

Tipe 1	Arah X	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
	Arah Y	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
Tipe 2	Arah X	Tarik	D	25	130
		Tekan	D	25	300
	Arah Y	Tarik	D	25	130
		Tekan	D	25	300
Tipe 3	Arah X	Tarik	D	25	130
		Tekan	D	25	300
	Arah Y	Tarik	D	25	130
		Tekan	D	25	300
Tipe 4	Arah X	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
	Arah Y	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
Tipe 5	Arah X	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
	Arah Y	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
Tipe 6	Arah X	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400
	Arah Y	Tarik	D	25	150
		Tekan	D	25	400

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1 Umum

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang sangat penting dalam pengerjaan konstruks terutama dalam pengerjaan struktur beton pracetak.. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak, proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
 - a. Perlunya standar khusus sehingga hasil paracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
 - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
 - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

10.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. kemampuan maksimum crane yang digunakan
 2. metode pengangkatan
 3. letak titik – titik angkat pada elemen pracetak
- hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

Elemen Struktur Pracetak:

1. Balok Induk (40/60) (9m)
 $W = 0.4 \times (0.6-0.14) \times 9 \times 2400 = 3974.4 \text{ kg}$
2. Balok anak 30/40 (6m)
 $W = 0.3 \times (0.4-0.14) \times 6 \times 2400 = 1123.2 \text{ kg}$
3. Pelat (3 x 6 m) (t=14cm)
 $W = 3 \times 6 \times 0.14 \times 2400 = 6048 \text{ kg}$
4. Kolom (85 x 85 cm) (4 m)
 $W = 0.85 \times 0.85 \times 4 \times 2400 = 6936 \text{ kg}$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu kolom 85x85 cm sebesar 6936 kg = 6.9ton.

Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane POTAIN MR 160 C
- Jarak jangkauan maksimum 60 m dengan beban maksimum 7,5 ton
- Tower crane yang digunakan 1 buah

10.3 Proses Pemasangan Elemen Beton Pracetak

Tahap pelaksanaan pemasangan komponen pracetak di lapangan adalah sebagai berikut :

1. Pemasangan Elemen Kolom
2. Pemasangan Elemen Balok
3. Pemasangan Elemen tanga
4. Pemasangan Tulangan Stud pada pelat
5. Pengecoran sambungan antar elemen pracetak dan overtopping

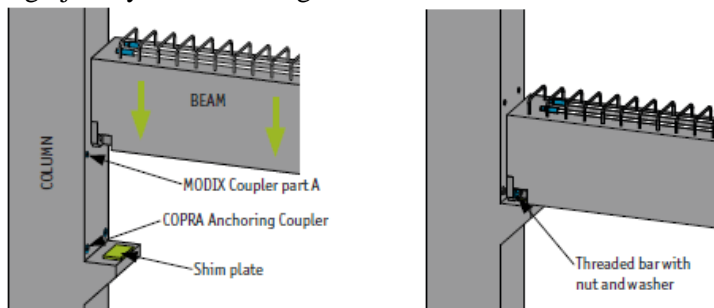
10.3.1 Pekerjaan Elemen Kolom

1. Pada perakitan komponen kolom, *lifting belt* dipasangan pada bagian sisi samping kolom. Kemudian kolom diangkat sesuai lokasi penempatan kolom dengan menggunakan *crane*. Kemudian dilakukan pengecekan posisi kolom dengan bantuan alat *levelling*.
2. Kolom diletakkan dengan menumpu pada poer (*pile cap* untuk lantai dasar). Setelah kolom sudah vertikal, dilakukan grouting pada lubang kolom pada sisi kolom.

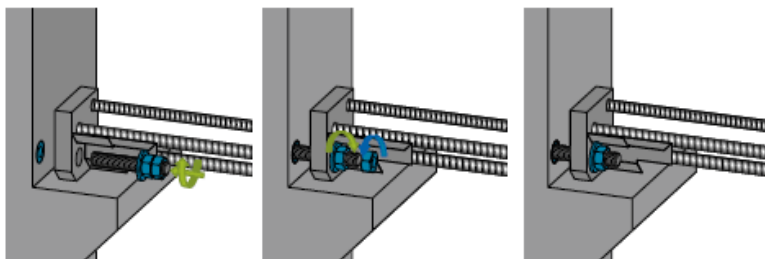
10.3.2 Pemasangan Elemen Balok Induk

1. Pemasangan balok pracetak setelah dilakukan pemasangan kolom pracetak. Komponen balok dibawa ke lokasi penempatan balok dengan menggunakan crane dengan mengaitkan sling pada titik angkat balok.
2. Balok ditumpu oleh konsol pada kolom. Setelah balok menempati posisinya dengan benar pasang *stud* (penyokong) pada tengah bentang balok kemudian lepaskan *sling* dari *crane*.
3. Penyambungan balok induk dengan kolom kolom menggunakan konsol pendek dan penyambungan baut yang

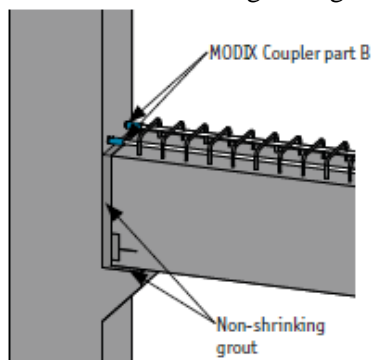
dilakukan cor setempat pada bagian sambungan. Tahap-tahap pengerjaannya adalah sebagai berikut.



Gambar 10.1 Baut Pada BECO Beam Shoe Dikencangkan



Gambar 10.2 Detail Pengencangan Baut



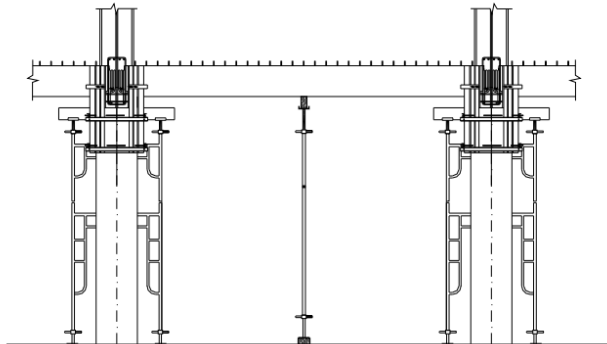
Gambar 10.3 Pengecoran Setempat pada Balok Pracetak dan Penyambungan *MODIX Coupler*



Gambar 10.4 Detail Penyambungan Modix Coupler

10.3.3 Pemasangan Elemen Balok Anak

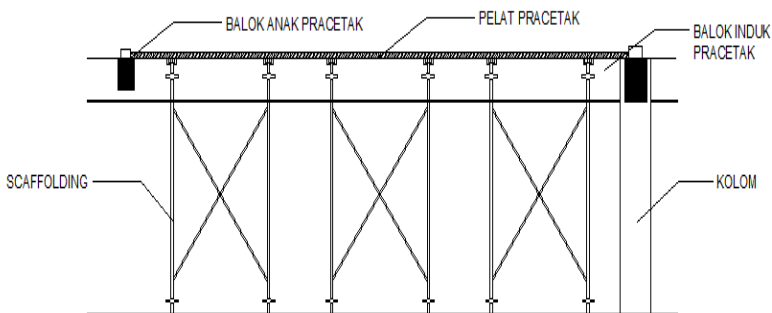
Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.

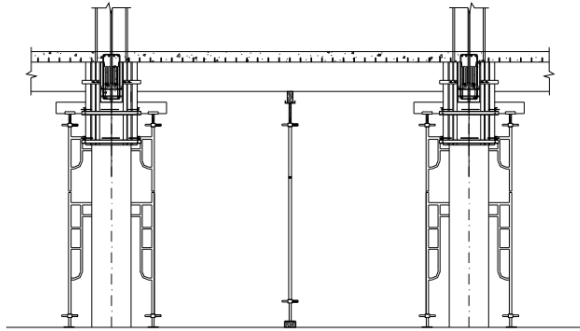


Gambar 10.3 Pemasangan Balok Anak Pracetak

10.3.4 Pemasangan Elemen Pelat

1. Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan.
2. Saat proses pengangkatan, Sling dikaitkan pada titik angkat pelat kemudian diangkat ke lokasi penempatan pelat yang sesuai.
3. Pelat diletakkan sesuai dengan posisinya kemudian dipasang *scaffolding*, lalu sling dilepaskan.
4. Setelah semua komponen terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk.
5. Pengecoran overtopping pada pelat dengan $h_{\text{overtopping}} = 6 \text{ cm}$.





Gambar 10.5 Pengecoran Topping

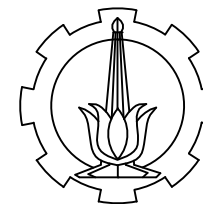
Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

“halaman ini sengaja dikosongkan”



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN
BALOK ANAK

SKALA

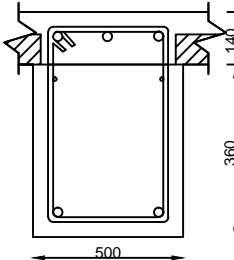
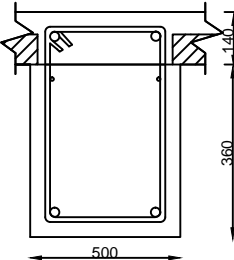
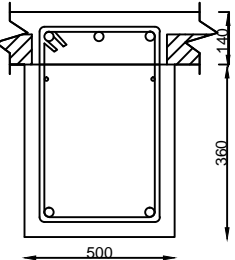
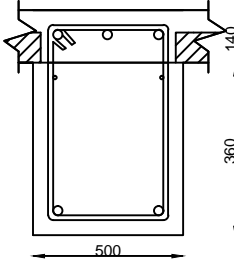
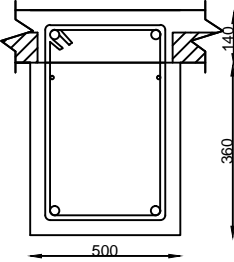
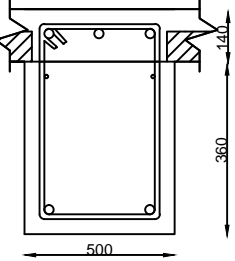
1 : 20

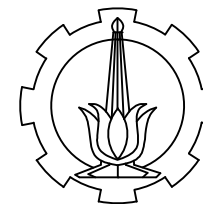
NOMOR GAMBAR

9

28

CATATAN

TIPE BA.1	Bentang 6m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 x 500		
ATAS	3 D20	2 D20	3 D20
BAWAH	2 D20	2 D20	2 D20
SENGKANG	D10-75	D10-100	D10-100
T. ANGKAT	2 D16	2 D16	2 D16
TIPE BA.2	Bentang 3m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 x 500		
ATAS	3 D20	2 D20	3 D20
BAWAH	2 D20	2 D20	2 D20
SENGKANG	D10-75	D10-100	D10-100
T. ANGKAT	2 D16	2 D16	2 D16



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK

SKALA

1 : 20

NOMOR GAMBAR

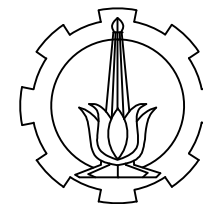
9

27

CATATAN

TIPE BI.3	Bentang 3m			TIPE BI.1	Bentang 6m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG				PENAMPANG			
DIMENSI	400 x 600			DIMENSI	400 x 600		
ATAS	3 D25	2 D25	3 D25	ATAS	4 D25	3 D25	4 D25
BAWAH	2 D25	2 D25	2 D25	BAWAH	2 D25	3 D25	2 D25
SENGKANG	D13-100	D13-200	D13-100	SENGKANG	D13-100	D13-200	D13-100
T. ANGKAT	2 D10	2 D10	2 D10	T. ANGKAT	2 D10	2 D10	2 D10

TIPE BI.2	Bentang 9m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	400 x 600		
ATAS	5 D25	4 D25	5 D25
BAWAH	2 D25	4 D25	2 D25
SENGKANG	D13-100	D13-200	D13-100
T. ANGKAT	2 D10	2 D10	2 D10



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1-12

SKALA

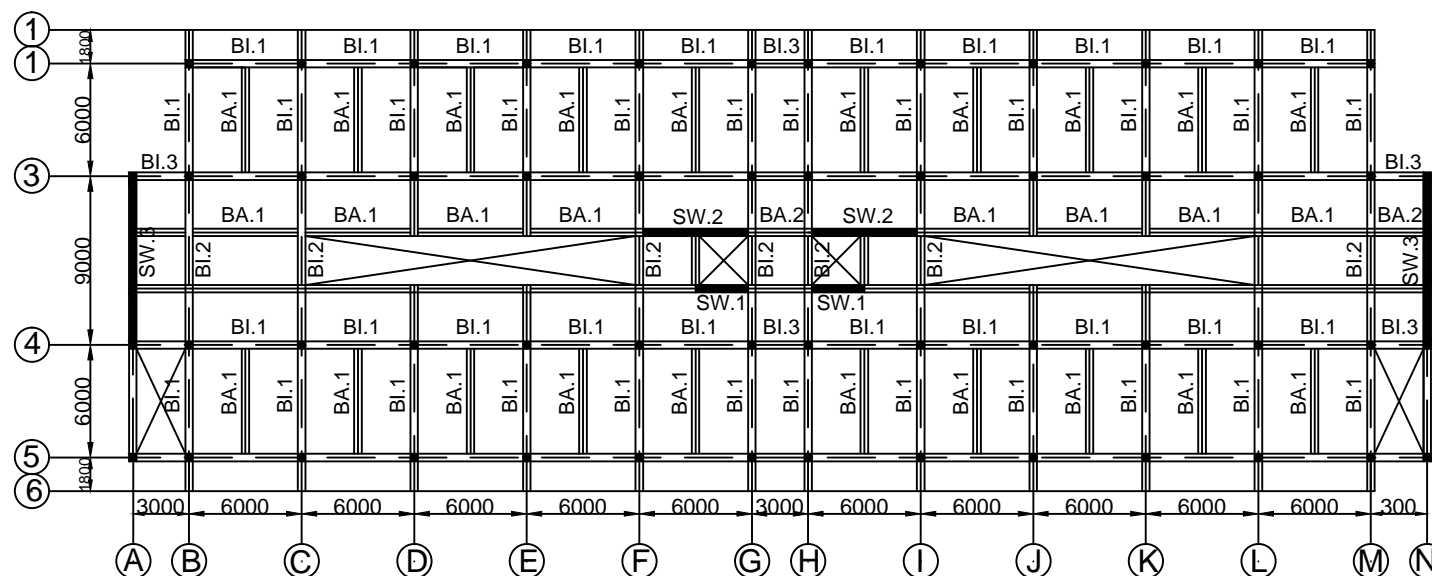
1 : 400

NOMOR GAMBAR

I

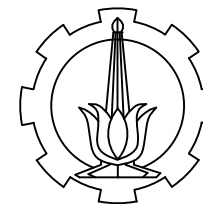
28

CATATAN



Denah Lantai 1-12

SKALA 1:400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PELAT
LANTAI I-12

SKALA

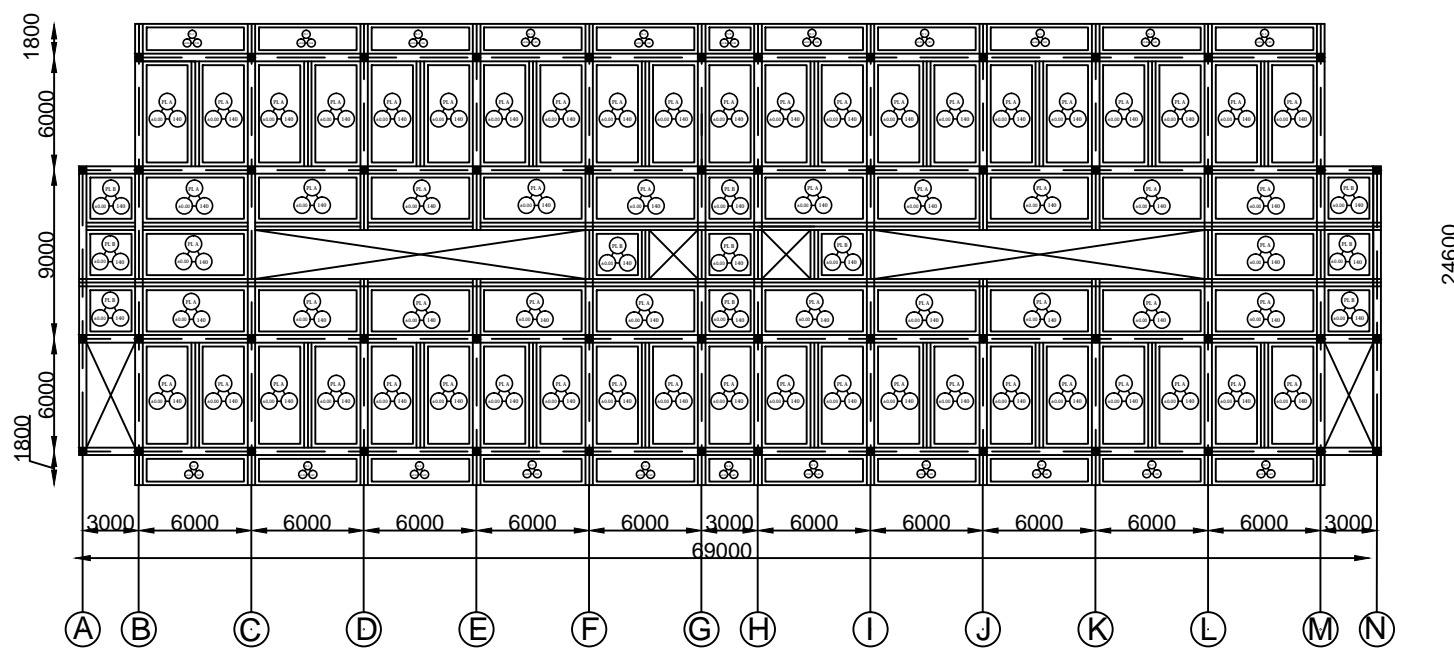
1 : 50

NOMOR GAMBAR

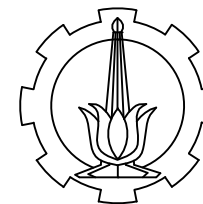
2

27

CATATAN



Denah Pelat 1-12
SKALA 1:400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI

SKALA

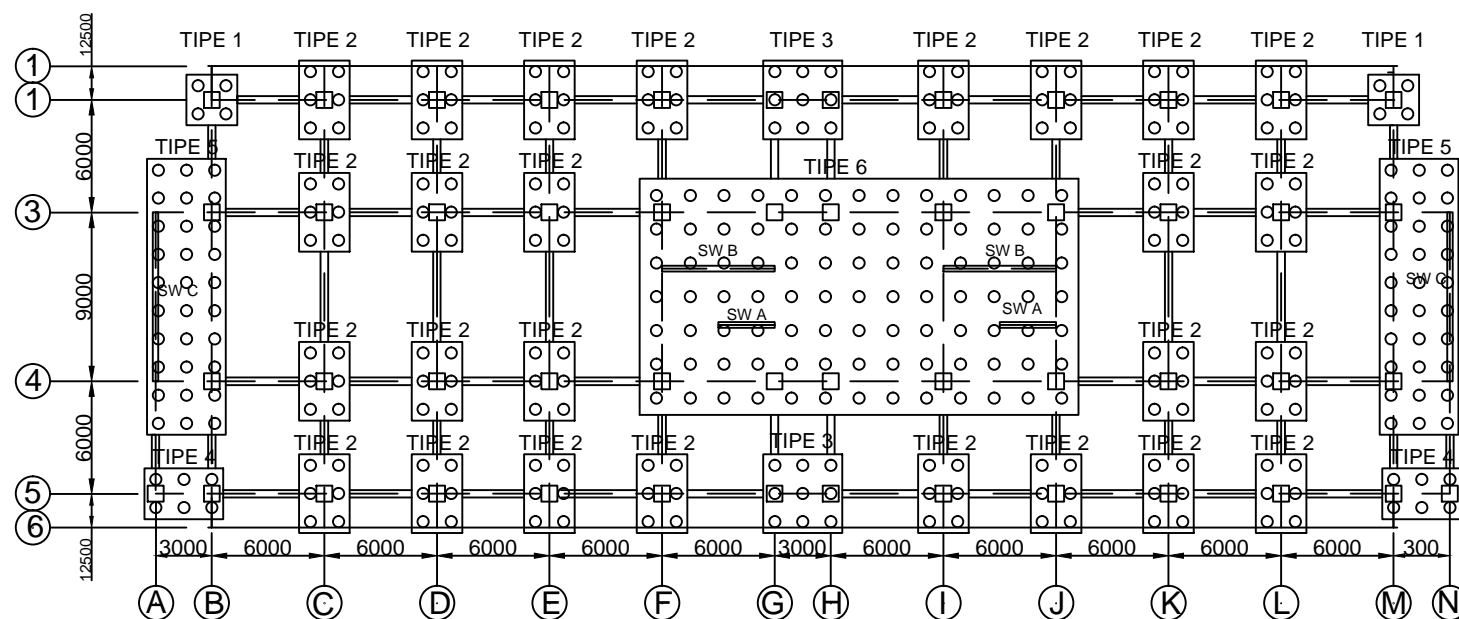
1 : 400

NOMOR GAMBAR

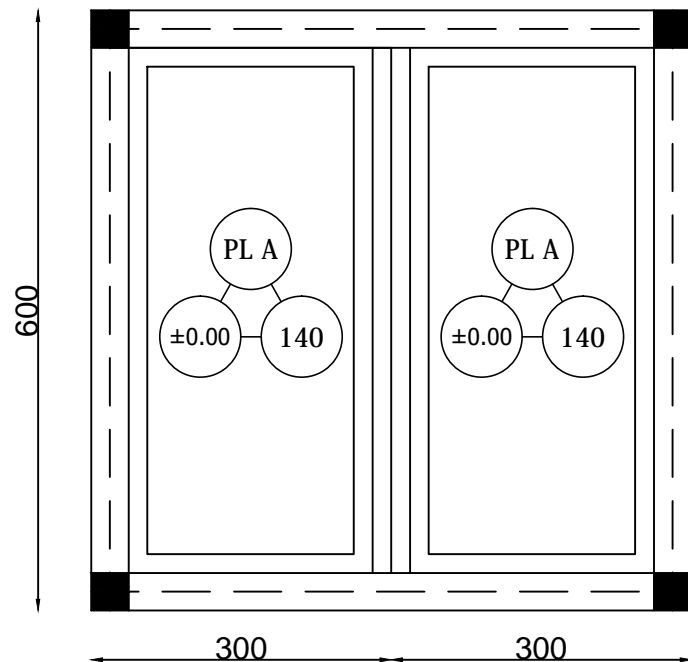
II

27

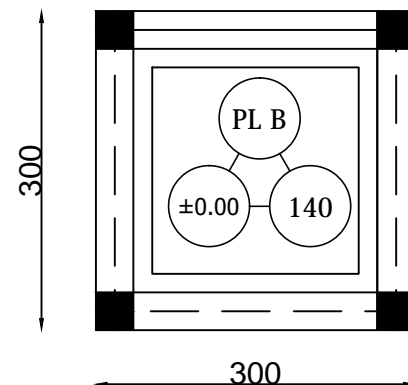
CATATAN



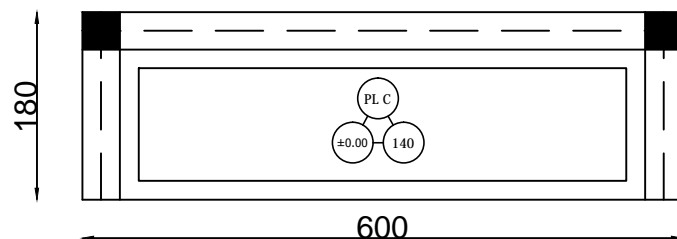
Denah Pondasi
SKALA 1:400



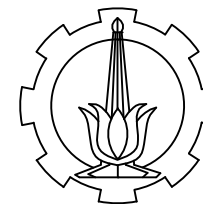
Denah Pelat A
SKALA 1:20



Denah Pelat C
SKALA 1:20



Denah Pelat C
SKALA 1:20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PELAT

SKALA

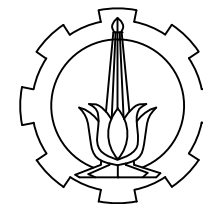
1 : 50

NOMOR GAMBAR

3

27

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PELAT A

SKALA

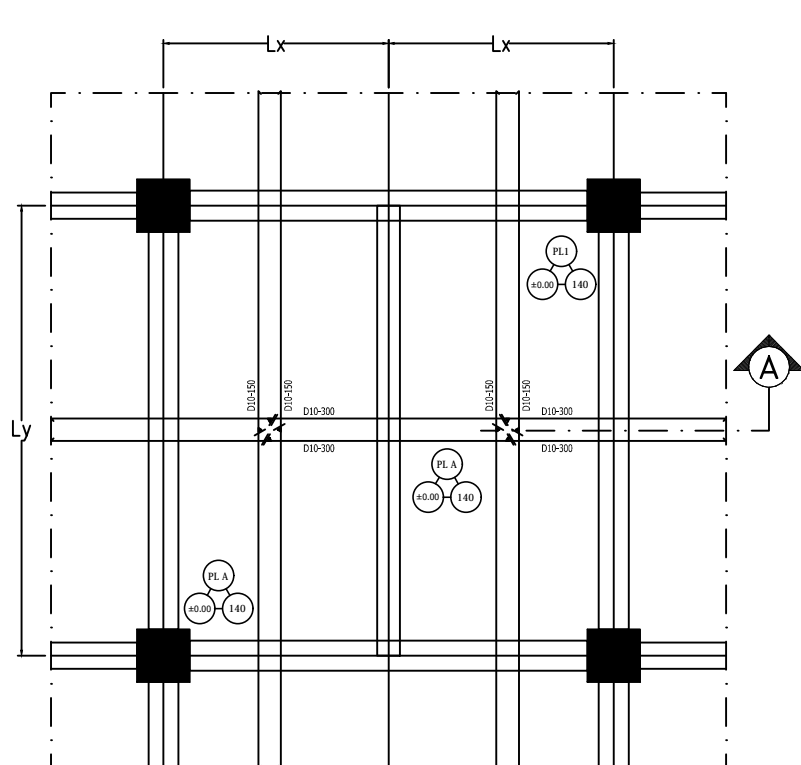
1 : 20

NOMOR GAMBAR

4

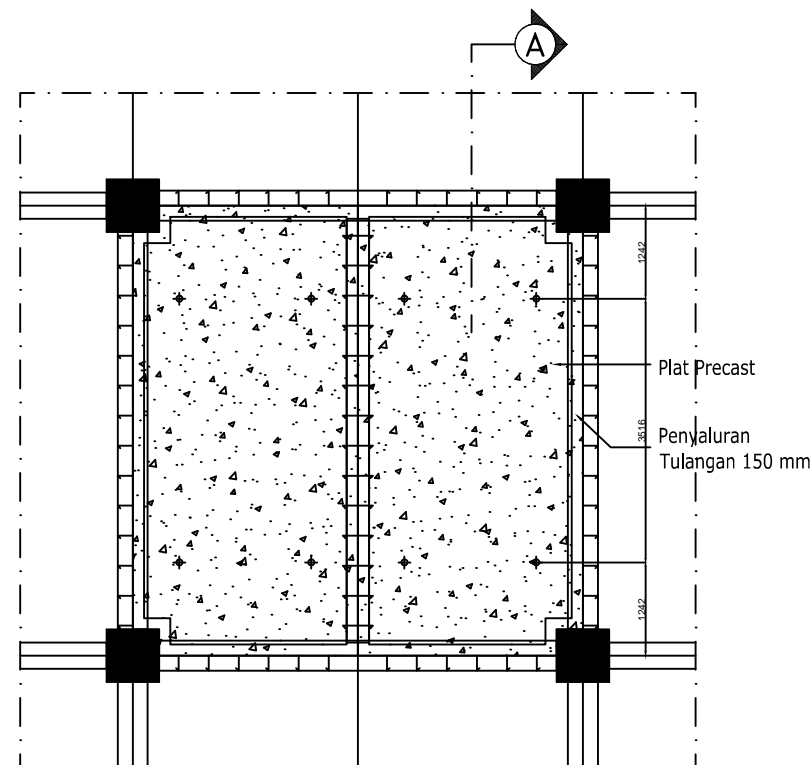
27

CATATAN



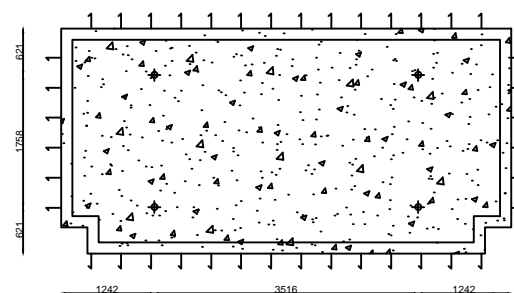
DETAIL PENULANGAN PELAT SATU ARAH

Skala 1: 20



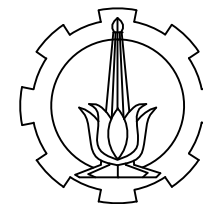
DENAH PELAT PRECAST

Skala 1: 20



PEMBAGIAN PELAT PRECAST

Skala 1: 20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PELAT B

SKALA

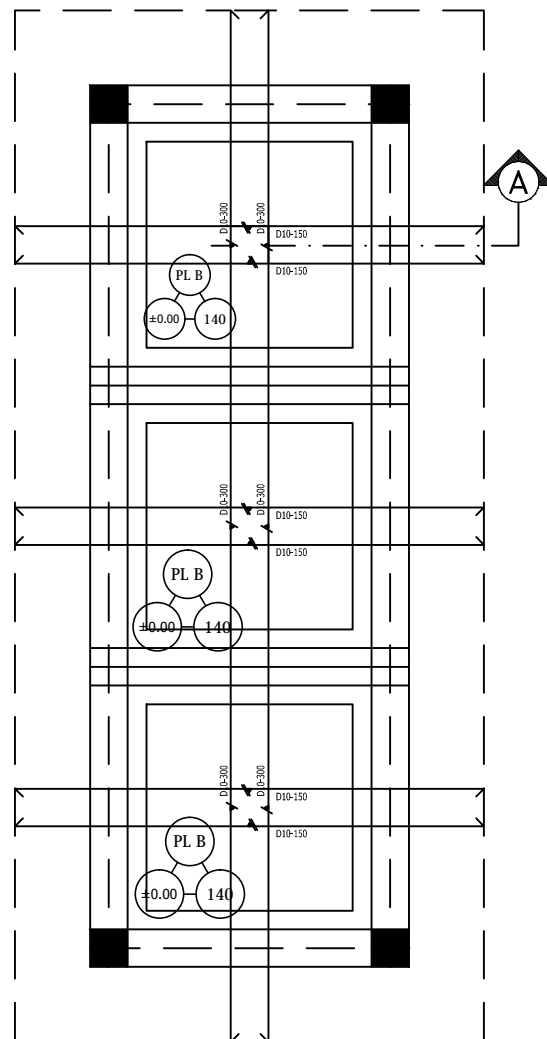
1 : 20

NOMOR GAMBAR

5

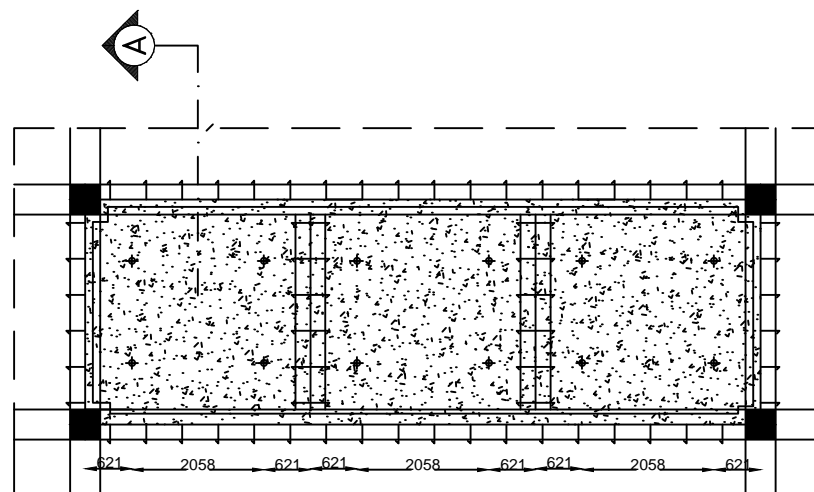
27

CATATAN



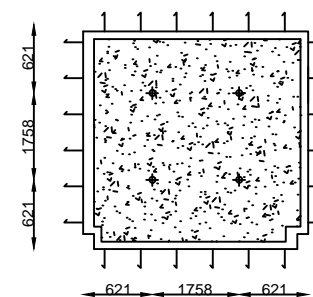
DETAIL PENULANGAN PELAT SATU ARAH

Skala 1 : 20



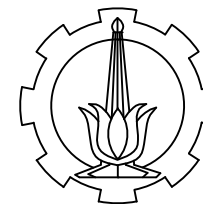
DENAH PELAT PRECAST

Skala 1 : 20



PEMBAGIAN PELAT PRECAST

Skala 1 : 20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PELAT C

SKALA

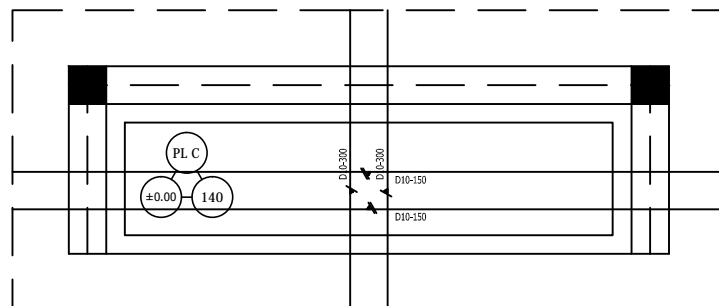
1 : 20

NOMOR GAMBAR

6

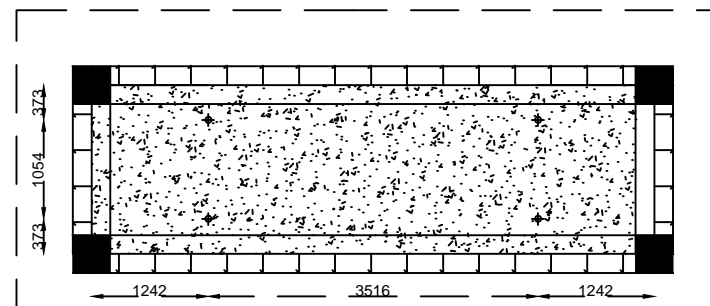
27

CATATAN



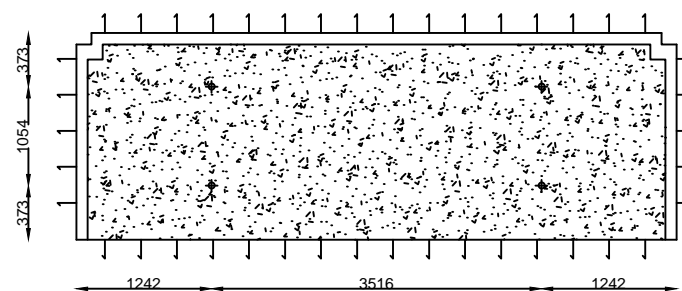
DETAIL PENULANGAN PELAT SATU ARAH

Skala 1: 20



DENAH PELAT PRECAST

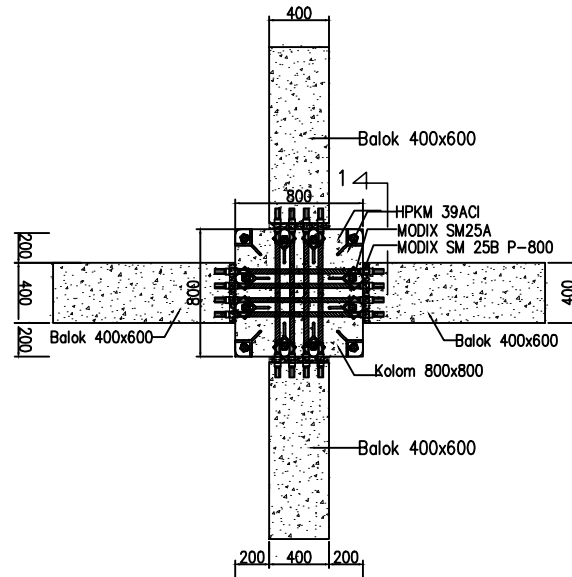
Skala 1: 20



PEMBAGIAN PELAT PRECAST

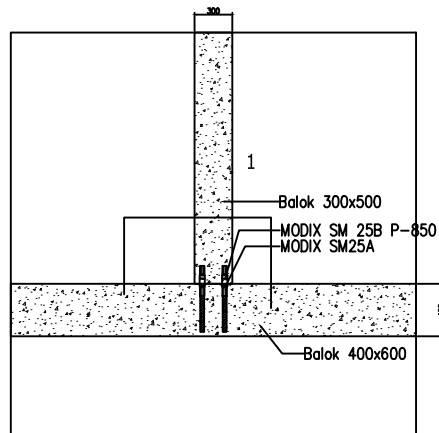
Skala 1: 20

SAMBUNGAN LANTAI 5-8



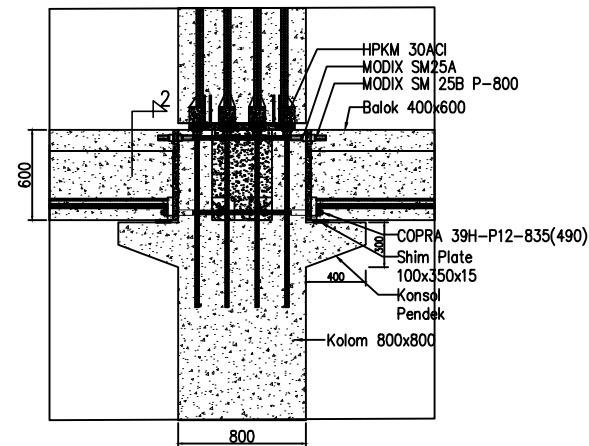
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.2 - BALOK BI.1-BI2

SKALA 1:50



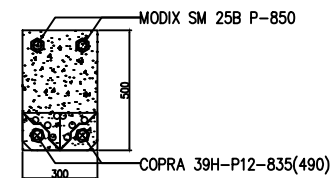
DETAIL SAMBUNGAN BALOK BI.1- BALOK ANAK

SKALA 1:50



POTONGAN 1

SKALA 1:25



POTONGAN 1

SKALA 1:25



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
LANTAI 5-8

SKALA

1 : 50

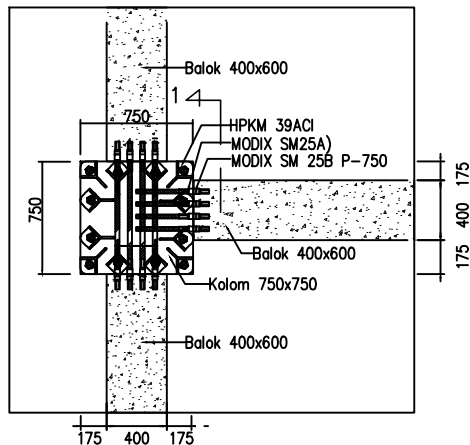
NOMOR GAMBAR

27

28

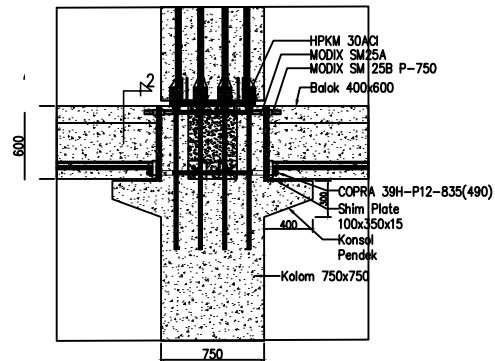
CATATAN

SAMBUNGAN LANTAI 10-12



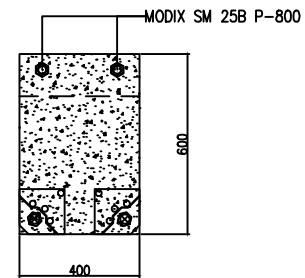
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.3 - BALOK BI.1 - BALOK BI.2

SKALA 1:50



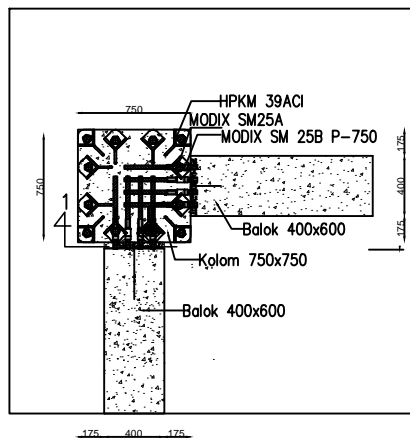
POTONGAN 1

SKALA 1:50



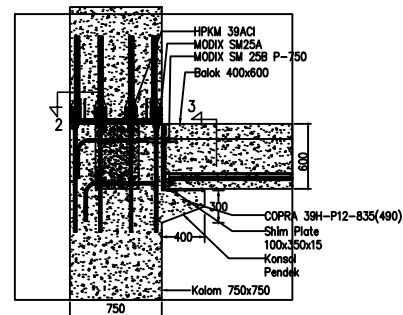
POTONGAN 2

SKALA 1:25



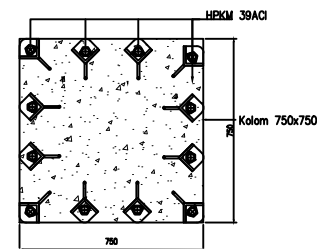
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.3 - BALOK BI.1

SKALA 1:50



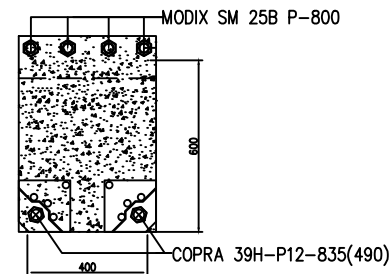
POTONGAN 1

SKALA 1:50



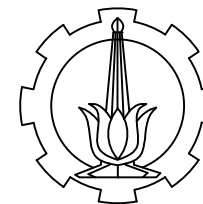
POTONGAN 2

SKALA 1:25



POTONGAN 3

SKALA 1:25



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
LANTAI 10-12

SKALA

1 : 50

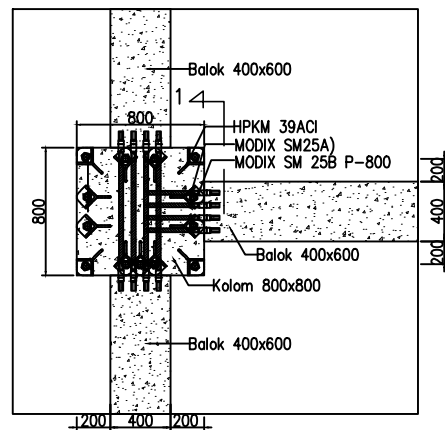
NOMOR GAMBAR

28

28

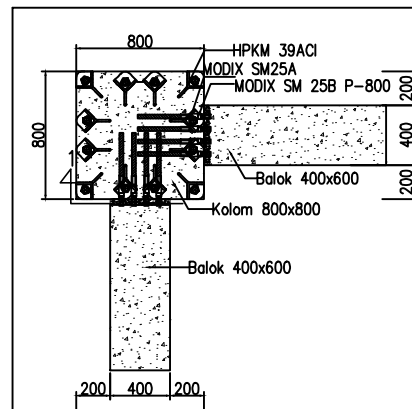
CATATAN

SAMBUNGAN LANTAI 5-8



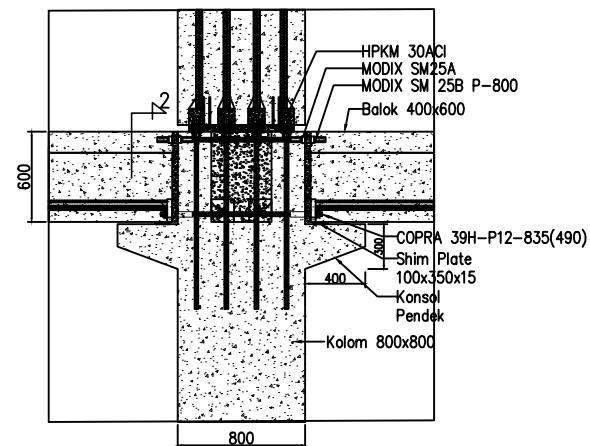
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.2 - BALOK BI.1 - BALOK BI.2

SKALA 1:50



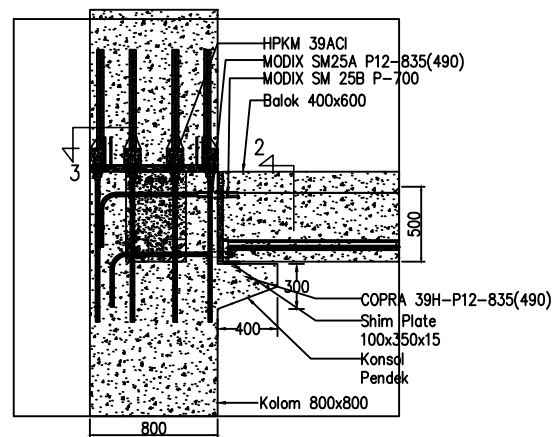
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.2 - BALOK BI.1

SKALA 1:50



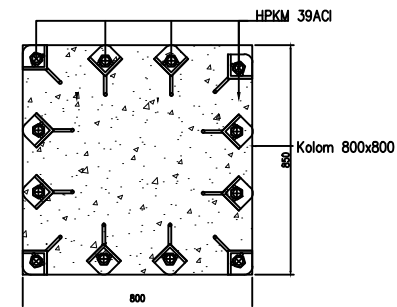
POTONGAN 1

SKALA 1:50

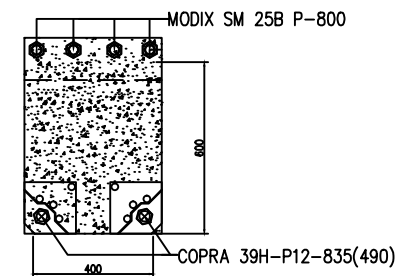
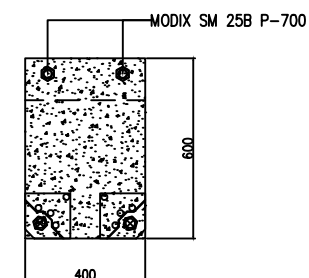


POTONGAN 1

SKALA 1:50

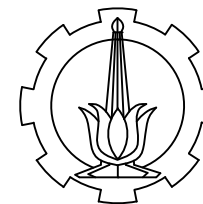


JUDUL
Skala 1: E



POTONGAN 1

SKALA 1:25



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA DENGAN METODE
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
LANTAI 5-8

SKALA

1 : 50

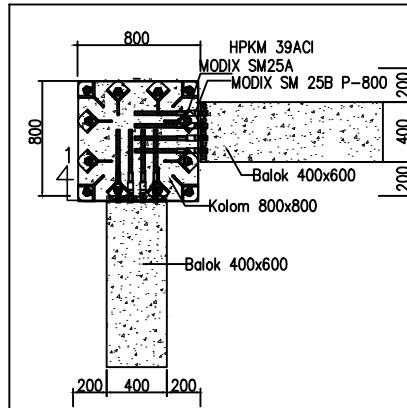
NOMOR GAMBAR

28

28

CATATAN

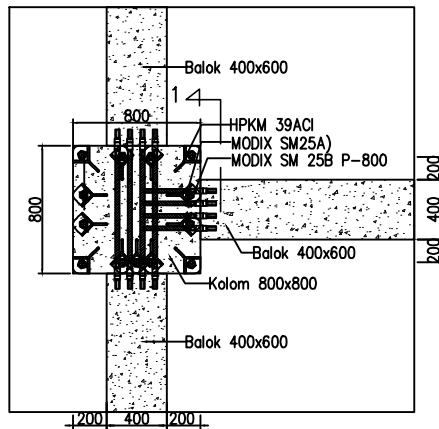
SAMBUNGAN LANTAI 5-9



DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.2 - BALOK BI.1

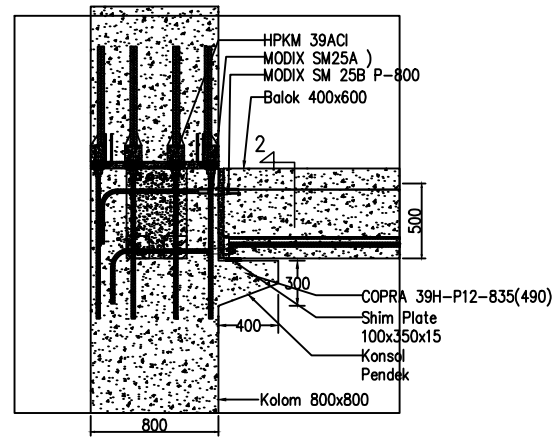
SKALA 1:50

DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K1-BALOK BI.1



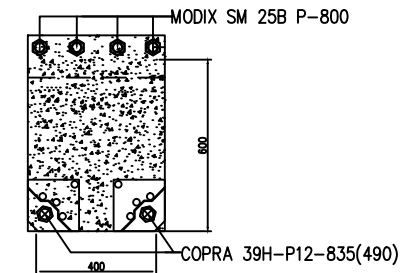
DETAIL SAMBUNGAN KOLOM K.2 - BALOK BI.1 - BALOK BI.2

SKALA 1:50



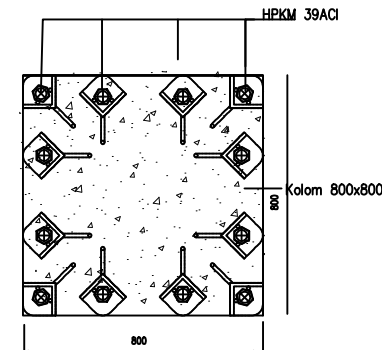
POTONGAN 1

SKALA 1:50



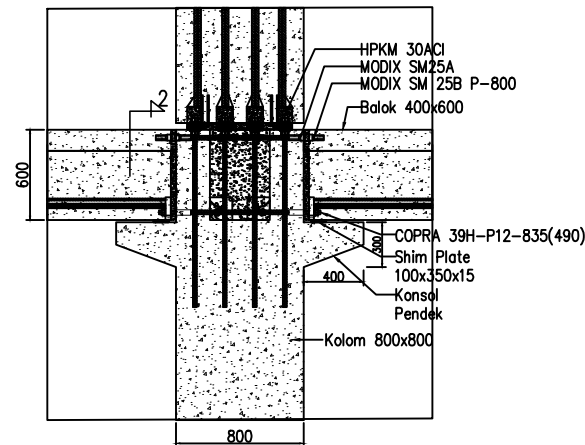
POTONGAN 1

SKALA 1:50



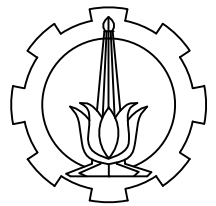
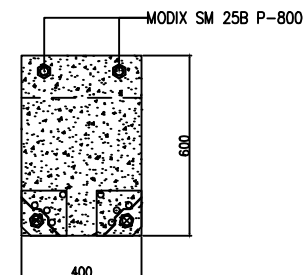
POTONGAN 2

SKALA 1:25



POTONGAN 1

SKALA 1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA DENGAN METODE
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN
LANTAI 5-9

SKALA

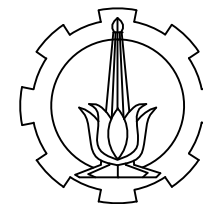
1 : 50

NOMOR GAMBAR

2

17

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL
A

SKALA

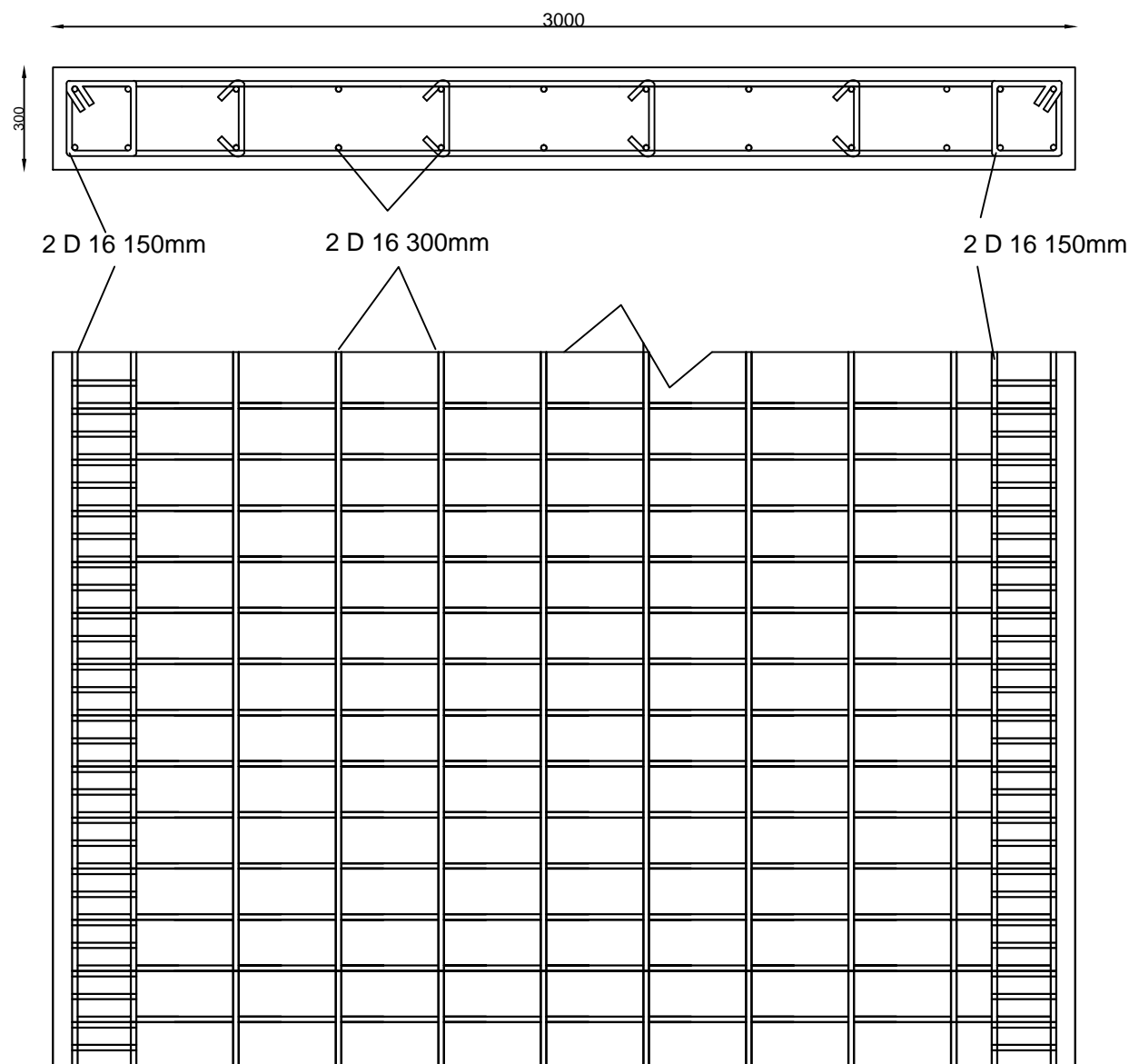
1 : 20

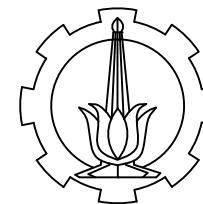
NOMOR GAMBAR

12

27

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL
B

SKALA

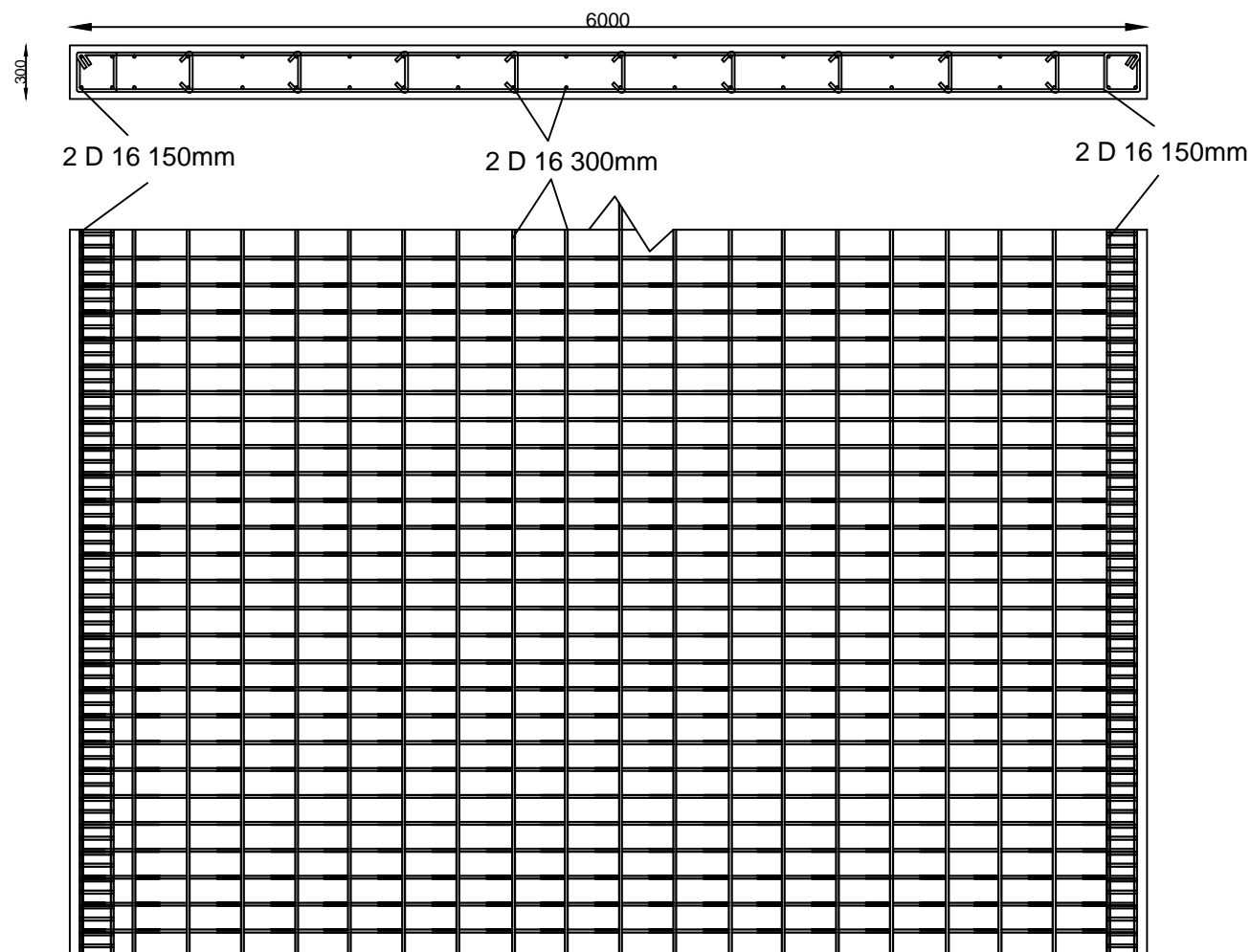
1 : 40

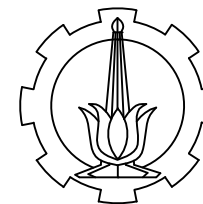
NOMOR GAMBAR

13

27

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL
C

SKALA

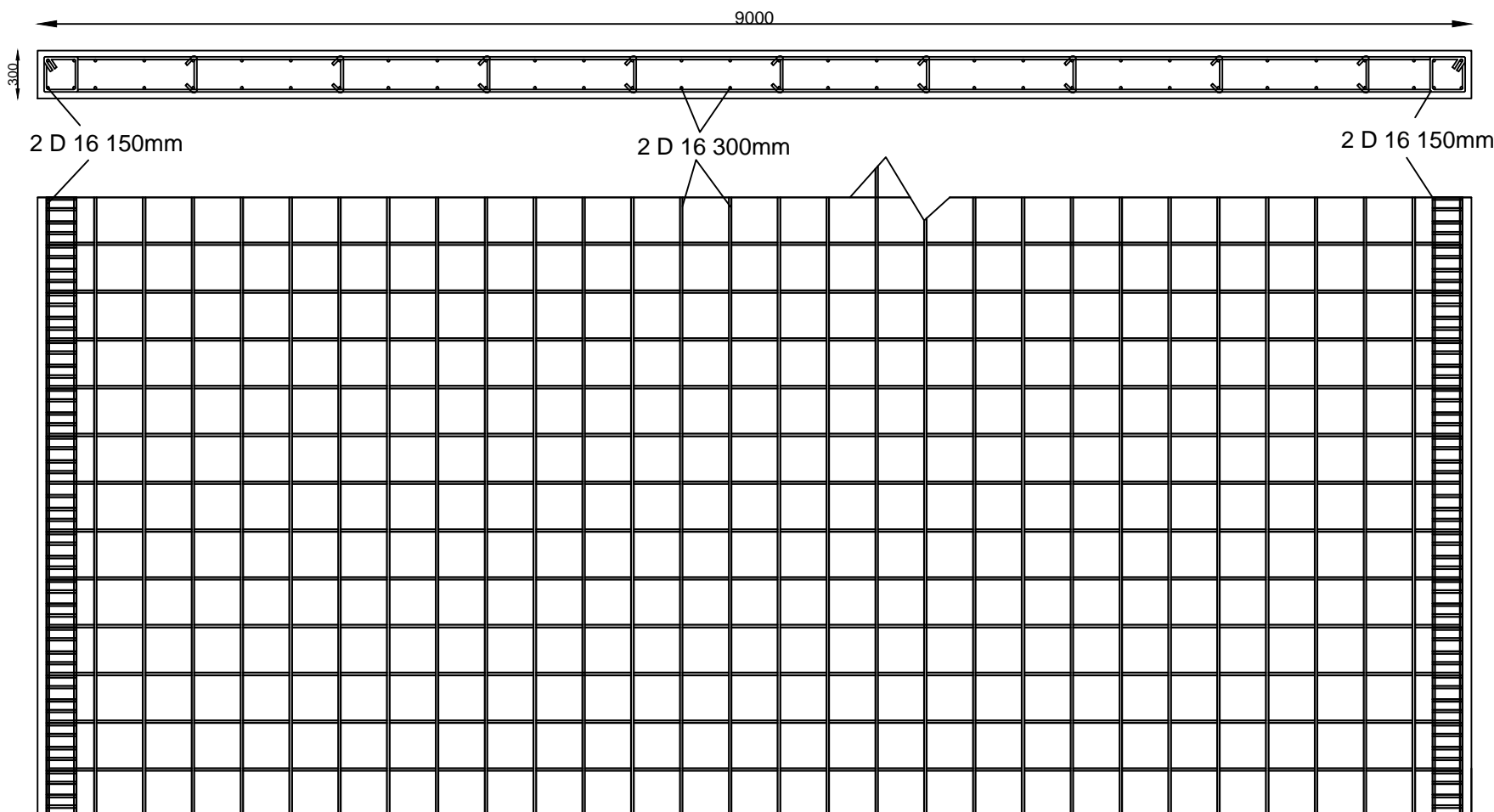
1 : 40

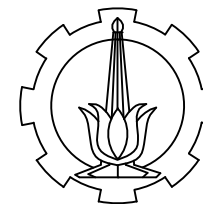
NOMOR GAMBAR

14

27

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL TANGGA I

SKALA

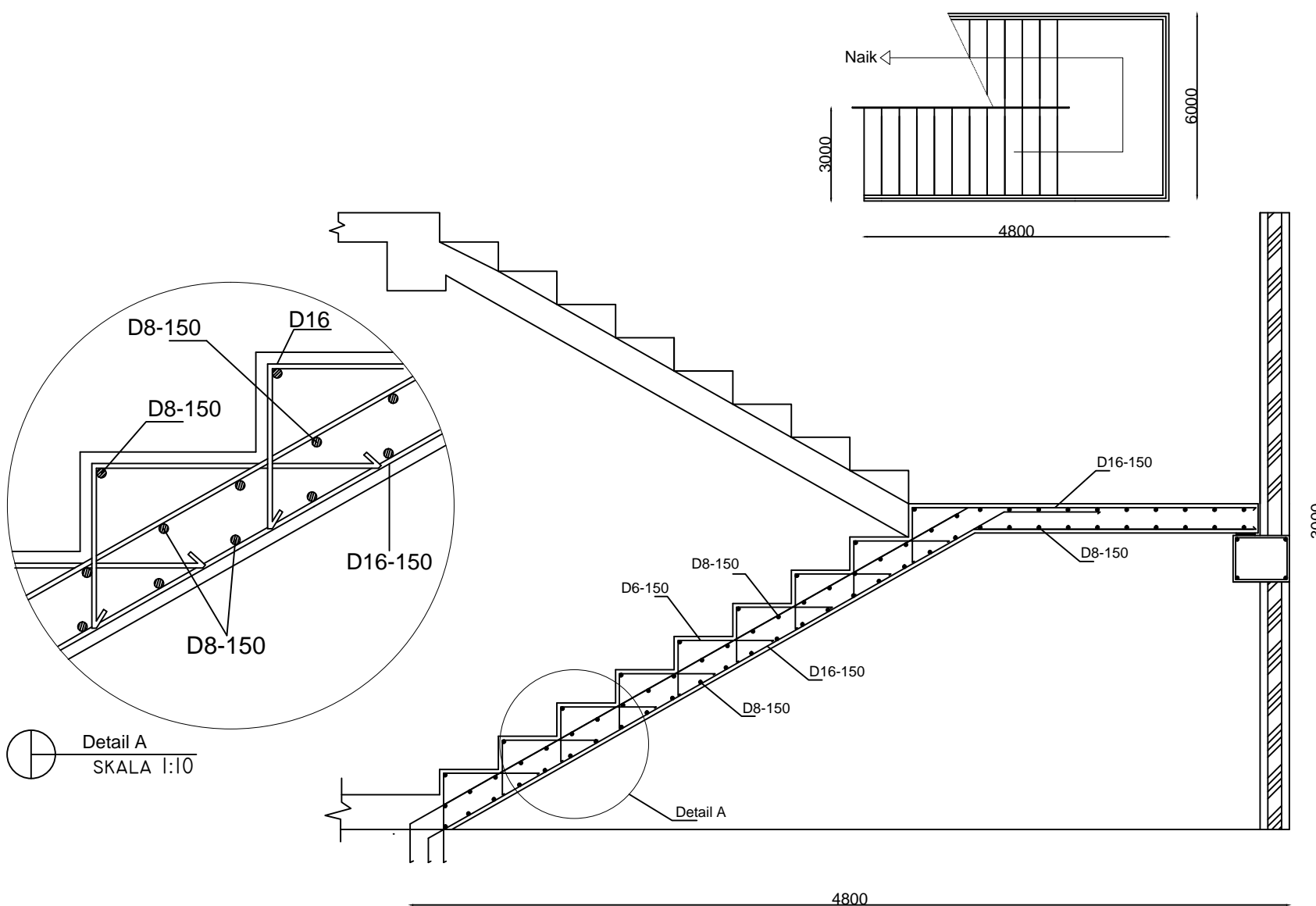
1 : 30

NOMOR GAMBAR

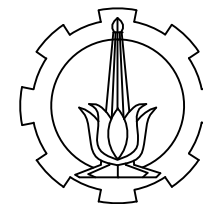
7

27

CATATAN



Penulangan Tangga
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL TANGGA 2

SKALA

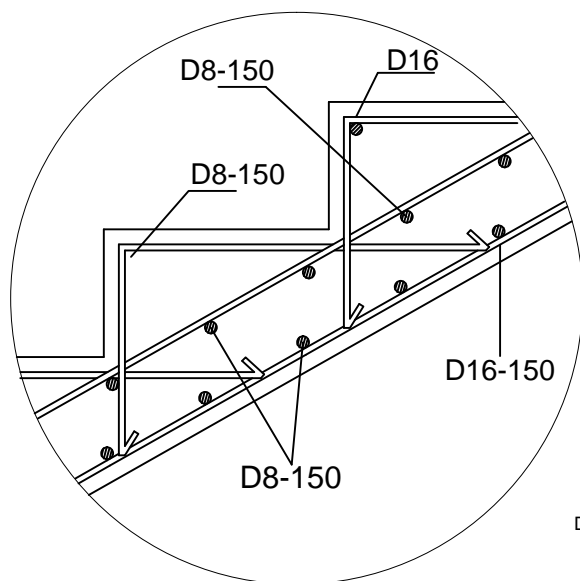
1 : 30

NOMOR GAMBAR

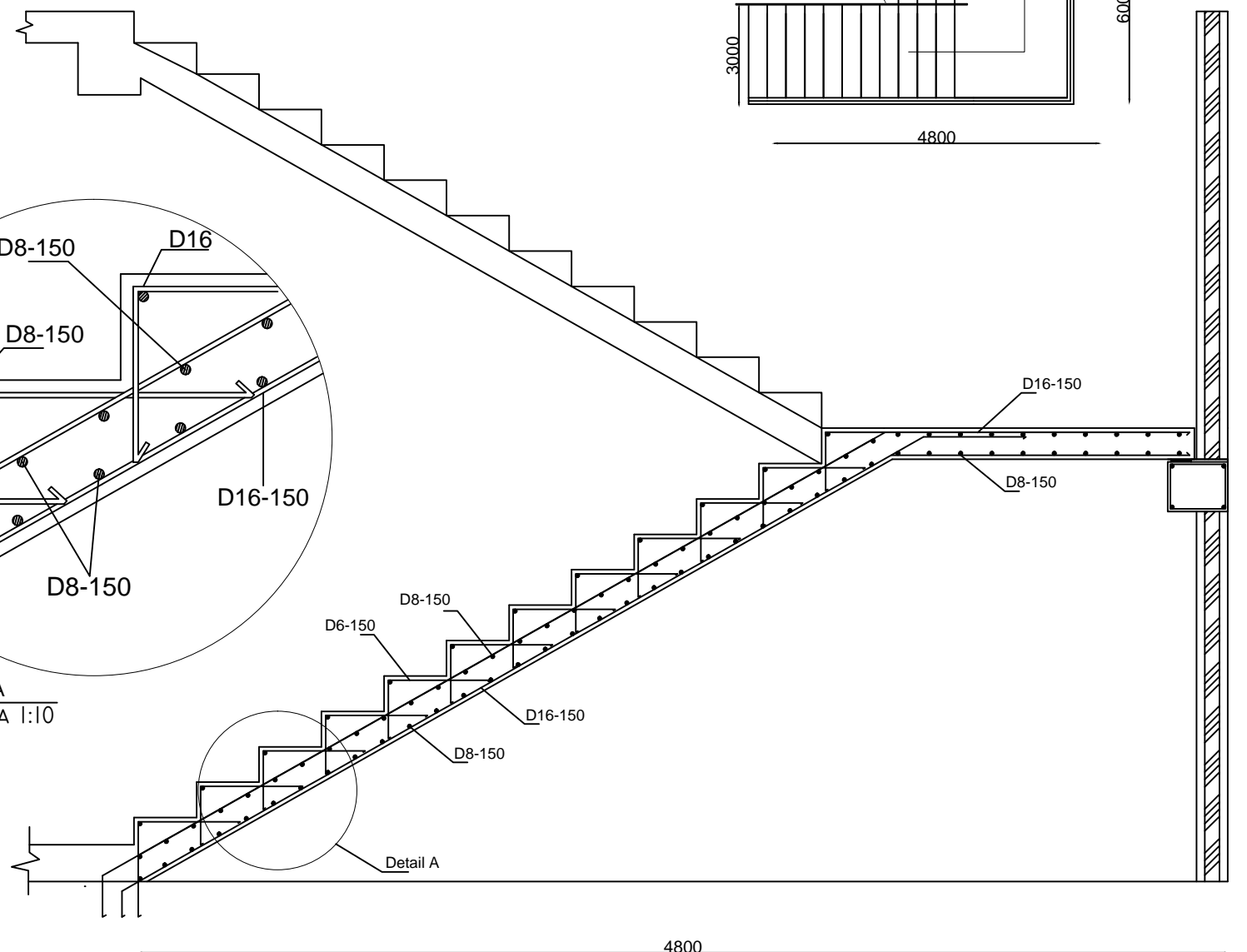
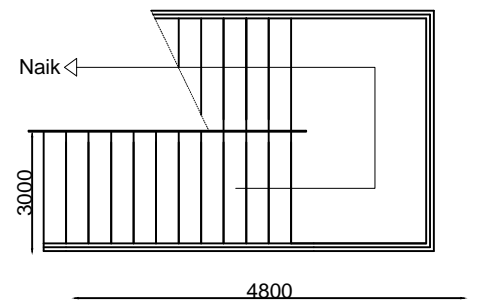
8

17

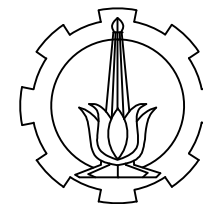
CATATAN



Detail A
SKALA 1:10



Penulangan Tangga
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER TIPE I

SKALA

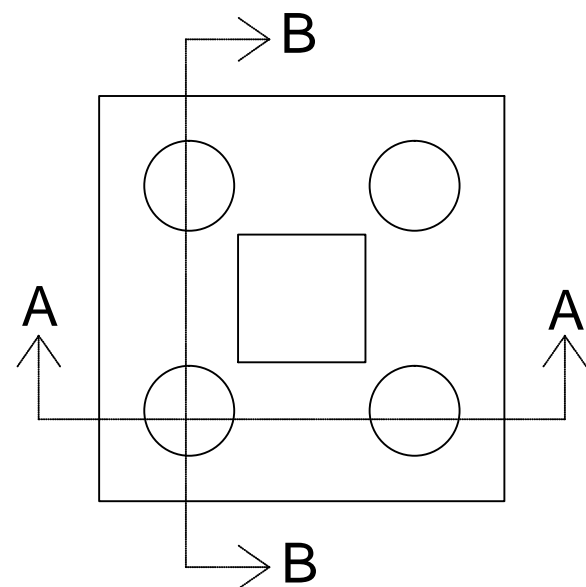
1 : 50

NOMOR GAMBAR

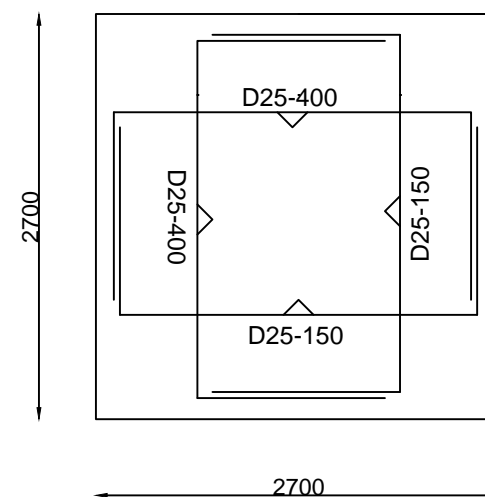
15

27

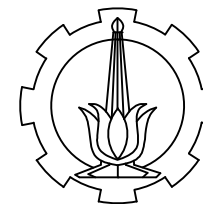
CATATAN



⊕ Denah Pondasi Tipe 1
SKALA 1:50



⊕ Detail Penulangan Poer Tipe 1
SKALA 1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR RUMAH SUSUN
SURABAYA MENGGUNAKAN
BETON PRACETAK DENGAN
SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
HARUN ALRASYID, ST.MT.PHD

MAHASISWA

SERENITA MARTHA
31 12 100 140

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER TIPE I

SKALA

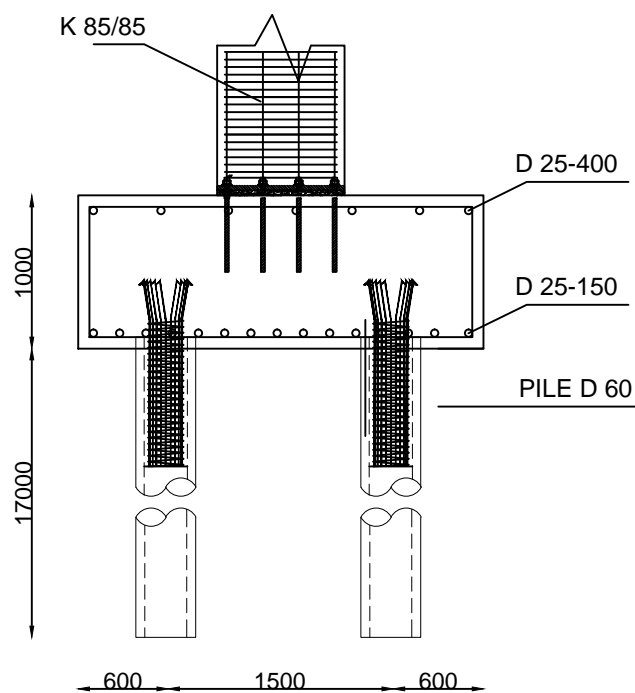
1 : 50

NOMOR GAMBAR

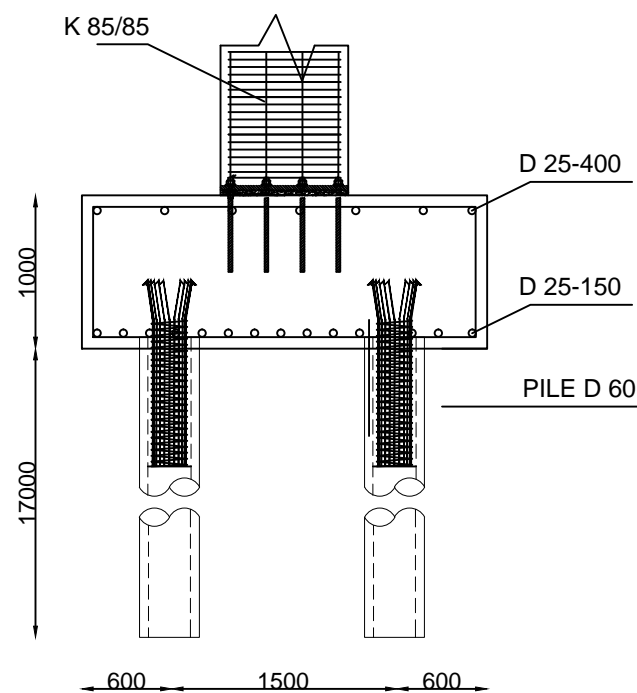
17

27

CATATAN



⊕ Potongan A Tipe 1
SKALA 1:50



⊕ Potongan B Tipe 1
SKALA 1:50



BECO Beam Shoe

For bolted beam-to-column connections

Version: Peikko Group 11/2015



Technical Manual

About BECO Beam Shoe

1.3 Other Properties

BECO Beam Shoes are made of steel plates and reinforcing bars with the following material properties:

Steel plates	S355J2+N	EN 10025-2
Ribbed bars	B500B	EN 10080

Peikko Group's production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various organizations, including Inspecta Certification, VTT Expert Services, Nordcert, SLV, TSUS, and SPSC.

The products bear the inspection mark, the emblem of Peikko Group, the type of product, and the year and week of manufacturing.

Figure 10. Dimension [mm] of the BECO Beam Shoe.

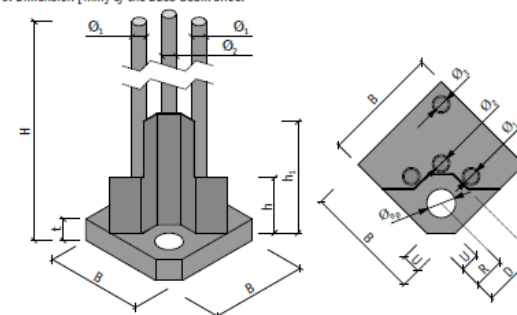


Table 1. Dimensions [mm], weights [kg] and color codes of Beam Shoes.

Beam Shoe	BECO 16H	BECO 20H	BECO 24H	BECO 30H	BECO 39H	BECO 30P	BECO 36P	BECO 39P	BECO 45P	BECO 52P
B	115	125	140	150	190	160	200	225	260	290
H	925	1080	1220	1620	2240	1850	2320	2100	2390	3130
t	15	20	25	35	45	40	50	50	60	80
R	50	50	50	50	60	50	60	60	60	60
U	30	30	30	30	37	30	37	37	37	37
D	80	80	85	90	115	90	110	115	125	130
h	80	90	90	100	130	100	110	130	125	150
h1	145	160	165	185	225	185	215	225	245	295
O ₁	12	16	20	25	32	28	32	28	32	40
O ₂	-	-	-	-	-	-	-	28	32	32
O ₃	10	12	16	20	28	20	28	28	32	32
O ₄	27	30	35	40	55	40	50	55	60	70
Weight	3.5	6.2	10.3	19.6	43.9	27.0	47.2	52.0	79.6	133.3
Colour code*	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

* Color code is marked on base surface of BECO bottom plate.

Lap lengths of anchor bars are defined according to concrete grade C30/37 in good bond conditions.

2. Resistances

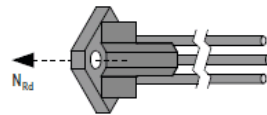
The resistances of BECO Beam Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-1:2005/AC:2009
- EN 1993-1-8:2005

BECO Beam Shoes are designed to withstand tensile forces corresponding to the design value resistances of COPRA Anchoring Couplers. The maximum design value resistances of individual BECO Beam Shoes are given in Table 2.

Table 2. Design value resistances of individual BECO Beam Shoes for concrete grade C30/37.

Beam Shoe	Anchoring Coupler	N_{Rd} [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-....*	62
BECO 20H	COPRA 20H-....*	96
BECO 24H	COPRA 24H-....*	139
BECO 30H	COPRA 30H-....*	220
BECO 39H	COPRA 39H-....*	383
BECO 30P	COPRA 30P-....*	299
BECO 36P	COPRA 36P-....*	436
BECO 39P	COPRA 39P-....*	521
BECO 45P	COPRA 45P-....*	697
BECO 52P	COPRA 52P-....*	938



* See the section entitled "Selecting connection components" for more information about product code of COPRA. The maximum resistance of BECO Beam Shoes is based on the tensile resistance of the COPRA Anchoring Couplers N_{Rd} .

2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring coupler and the anchor bars of the beam shoes should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the precast beam elements. If the fire resistance of the beam shoe connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the beam shoe must be increased by increasing the dimensions of the precast beam.

Selecting BECO Beam Shoe

The following aspects must be considered when designing the column-beam connection using BECO Beam Shoes and COPRA Anchoring Couplers:

- Resistance
- Position and arrangement of the beam shoes
- Properties of the concrete column

Resistance

External forces (dead load, vertical load) acting on the precast beam generate a bending moment. Distribution of forces as shown in Figure 5 leads to normal forces acting on the connection. The normal forces must be determined within the global analysis of the structure in accordance with relevant design standards. Appropriate models of beam shoe and anchoring coupler are selected to ensure that they have sufficient resistance compared to the design value of tensile force in the connection (see Table 2).

Design example:

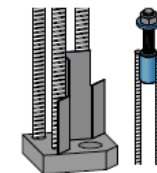
- Tensile force in connection (per beam shoe)
 $N_{Ed} = 356.0$ kN

Selected anchoring coupler and beam shoe:

- Beam Shoe: BECO 39H
- Anchoring coupler: COPRA 39H-....
- Resistance element: $N_{Rd} = 383.4$ kN

$$N_{Ed} < N_{Rd} \\ 356.0 \text{ kN} < 383.4 \text{ kN}$$

Figure 11. BECO Beam Shoe and COPRA Anchoring Coupler.



Position and arrangement of the beam shoes

The beam shoes are cast into the end part of the concrete beam and in the corners of the cross-sections of the concrete beam. At least two beam shoes need to be used in connection for half-precast concrete connections (Figure 8). In normal precast connections, it is recommended to use at least four beam shoes at each end of the beam.

The minimum dimensions of the concrete beam and distances between couplers are in Table 3 and Table 4.

Table 3. Minimum dimensions of concrete beams.

Beam	BECO 16H	BECO 20H	BECO 24H	BECO 30H	BECO 39H	BECO 30P	BECO 36P	BECO 39P	BECO 45P	BECO 52P
$a_{h,min}$	240	260	290	310	390	330	410	460	530	590
$b_{h,min}$	240	260	290	310	390	330	410	460	530	590

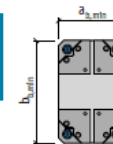
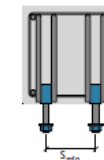


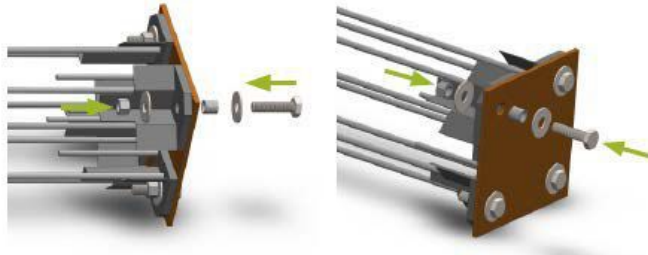
Table 4. Minimum distance between COPRA Anchoring Couplers in column.

Column	BECO 16H	BECO 20H	BECO 24H	BECO 30H	BECO 39H	BECO 30P	BECO 36P	BECO 39P	BECO 45P	BECO 52P
s_{min}	140	160	190	210	270	230	290	340	410	470

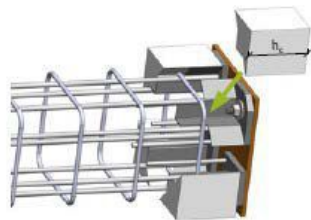


Installation of BECO Beam Shoe

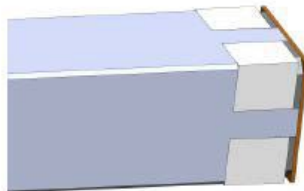
Installation of BECO Beam Shoe to the mold.



Installation of polystyrene recess block.



Concreting beam.



Removing additional element.

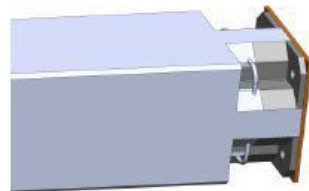


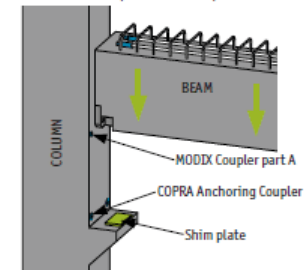
Table 7. Height of polystyrene recess block in mm.

	BECO 16H	BECO 20H	BECO 24H	BECO 30H	BECO 39H	BECO 30P	BECO 36P	BECO 39P	BECO 45P	BECO 52P
h_b [mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320

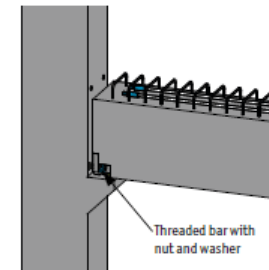
Installation of BECO Beam Shoe

Erection of a precast concrete beam with half precast concrete slab step by step

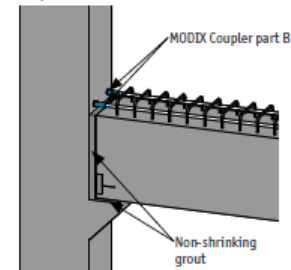
The beam is installed on pre-leveled shim plates.



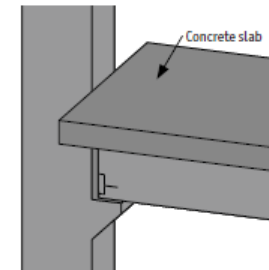
Screw the nuts, washers and threaded bars on and tighten them.



Fill the connection with grout and screw on the MODIX Rebar Couplers.



Finalized construction with concrete slab.





COPRA Anchoring Coupler

For bolted connections

Version: Peikko Group 11/2015



Technical Manual

About COPRA Anchoring Coupler

The dimensions of the standard models of COPRA Anchoring Couplers are summarized in Table 1, Table 2, and Table 3.

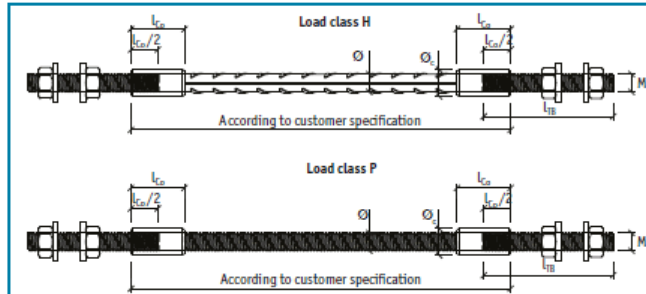
Table 1. Dimensions of the COPRA P with straight anchor bar(s).

		Load class H					Load class P				
		COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
M		M16	M20	M24	M30	M39	M30	M36	M39	M45	M52
l_{TB}	[mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320
l_{cs}	[mm]	48	60	72	90	120	90	108	120	135	160
ϕ_c	[mm]	25	30	35	50	65	50	60	65	75	90
ϕ	[mm]	$\phi 16$	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$	$\phi 40$	2 $\phi 25$	2 $\phi 28$	2 $\phi 28$	2 $\phi 32$	4 $\phi 32$
l_s	[mm]	816	1140	1224	1455	2390	1245	1692	1990	2265	1500
L	[mm]	970	1315	1426	1695	2695	1483	1966	2295	2595	1900
Weight	[kg]	1.86	3.77	6.31	12.53	31.05	13.32	22.50	27.15	40.14	57.39
Color code		Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

NOTE: Lap lengths of anchor bars are calculated for concrete grade C25/30 in good bond condition.

About COPRA Anchoring Coupler

Table 3. Dimensions of the double-sided COPRA D.



	Load class H					Load class P				
	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
M	M16	M20	M24	M30	M39	M30	M36	M39	M45	M52
l_{cb} [mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320
l_{ca} [mm]	48	60	72	90	120	90	108	120	135	160
ϕ_c [mm]	25	30	35	50	65	50	60	65	75	90
ϕ [mm]	16	20	25	32	40	30	36	39	45	52
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

NOTE: The total length of the double-sided COPRA Anchoring Coupler should be defined according to the dimensions of the concrete member.

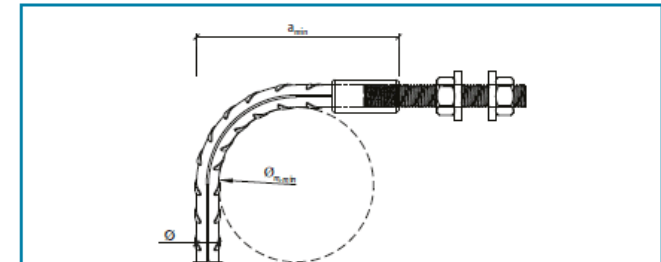
The connecting bar in the double-sided H load class model is manufactured from ribbed bars with threads on both ends and can be produced with a minimum length of 350mm. The connecting bar in the P load class model is manufactured from weldable threaded bar.

1.3.1 Anchoring couplers with bent anchor bars

The anchor bars in single-sided COPRA Anchoring Couplers may be bent to fit in shallow concrete members. The minimum dimensions of the bent part are specified in Table 4 and should be also taken into account when designing the bent anchoring couplers.

About COPRA Anchoring Coupler

Table 4. Minimum dimensions of the bent part of the anchoring coupler.

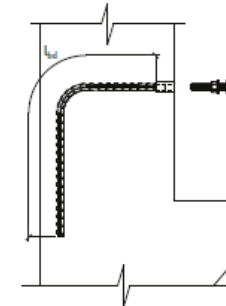


	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
a_{min} [mm]	205	255	315	395	490	315	365	375	430	570
$\phi_{n,min}$ [mm]	64	140	175	224	280	175	196	196	224	224
ϕ [mm]	16	20	25	32	40	25	28	28	32	32

NOTE: The minimum mandrel diameter $\phi_{n,min}$ must be checked for each individual case according to EN 1992-1-1 section 8.3.

The length of the bent anchor bars should be determined in accordance with EN 1992-1-1: section 8.4

Figure 1. Anchorage length for bent anchoring couplers.



About COPRA Anchoring Coupler

2. Resistances

The resistances of COPRA Anchoring Couplers are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-8:2005
- VDI 2233-1:2003

The resistances of COPRA Anchoring Couplers provided in this document are equal to the tensile resistances of the threaded bars used in the anchoring couplers.

Table 5. Design values of tensile or compressive resistance of individual COPRA Anchoring Coupler.

	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
N_{Ed} $N_{Ed,0}$ [kN]	62	96	139	220	383	299	436	521	697	938

NOTE: The tensile resistance shown in Table 6 may be reduced when COPRA L type parts with head(s) are used due to the close location to the concrete edge or a small anchorage length. Each case must be designed case-by-case and verified by a designer.

Table 6. Design values of shear resistance of individual COPRA Anchoring Coupler.

	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
Erection Stage $V_{Ed,0}$ [kN]	5	10	18	37	72	53	88	104	144	215
Final Stage V_{Ed} [kN]	20	31	45	72	125	89	130	155	207	219
t_{cut} [mm]	50	50	50	50	60	50	55	60	65	70

NOTE 1: The resistances V_{Ed} and $V_{Ed,0}$ are valid for thicknesses of grouting equal to t_{cut} and when counter nuts are used.

NOTE 2: The design value of resistance of the anchoring couplers from load class H correspond to the resistance of the HPM Anchor Bolts and load class P corresponds to the resistance of the PPM Anchor Bolts.

NOTE 3: The resistances shown in Table 5 and Table 6 are without the simultaneous action of axial and shear load. For combined resistance, use the HPM Technical manual section 2.2.

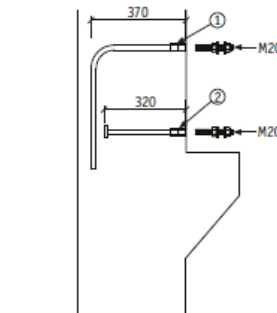
NOTE 4: The shear resistance of the COPRA Anchoring Coupler is not applicable in combination with the BECO Beam Shoe. For more information, please see the BECO Technical manual.

2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring couplers should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the concrete element to ensure adequate fire protection of the coupler. If the fire resistance of the connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the anchoring coupler must be increased.

Selecting COPRA Anchoring Coupler

Examples of product codes in various situations.



- Tensile or compression force for each anchoring coupler
 $N_{Ed} = 87 \text{ kN}$
- Selected COPRA 20H
- Tensile resistance $N_{Ed} = 96 \text{ kN}$
 $N_{Ed} < N_{Ed,0} \rightarrow 87 < 96 \text{ kN}$

Item 1.
• Bended anchoring coupler with rebar as anchor bar

COPRA 20H-P12 - 1315(370)

Item 2.
• Headed anchoring coupler

COPRA 20H-L - 320

- Tensile or compression force for each anchoring coupler
 $N_{Ed} = 458 \text{ kN}$
- Selected COPRA 39P
- Tensile resistance $N_{Ed} = 521 \text{ kN}$
 $N_{Ed} < N_{Ed,0} \rightarrow 458 < 521 \text{ kN}$

Item 3.
• Double-sided anchoring coupler.

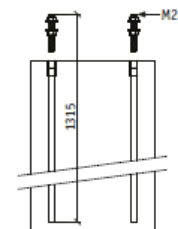
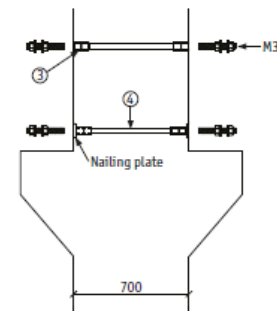
COPRA 39P-D - 700

Item 4.
• Double-sided anchoring coupler. Nailing plates are used for installation to the formwork. The length of the anchoring coupler is reduced by the thickness of nailing plates.

COPRA 39P-D - 680

- Tensile or compression force for each anchoring coupler
 $N_{Ed} = 70 \text{ kN}$
- Selected COPRA 20H
- Tensile resistance $N_{Ed} = 96 \text{ kN}$
 $N_{Ed} < N_{Ed,0} \rightarrow 70 < 96 \text{ kN}$
- COPRA Anchoring Coupler with straight anchor bar

COPRA 20H-P - 1315





MODIX Rebar Couplers

Safe and flexible rebar splicing system

Version: Peikko Group 01/2016



Technical Manual

About MODIX Rebar Couplers

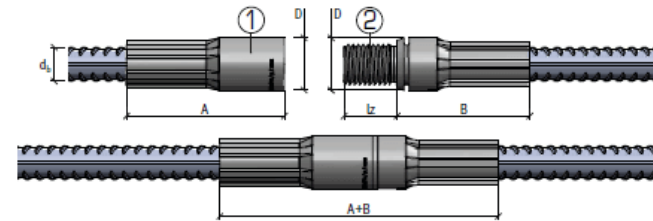
MODIX® SM (Standard Coupler)

- For connecting bars with the same diameter
- At least one bar can be moved axially and rotated

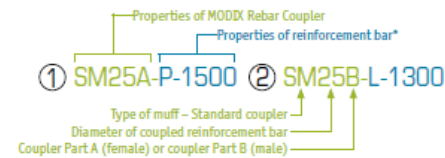


Coupler type	Bar Ø d _s [mm]	Coupler Ø D [mm]	Length Part A [mm]	Length Part B [mm]	Parts A+B fitted together [mm]	ISO metric thread H	Thread length l _z [mm]	Color of thread protector
SM10	10	17.5	52	46	96	M 12 x 1.75	16.0	Orange
SM12	12	21.0	63	52	113	M 16 x 2	21.2	Yellow
SM14	14	24.0	72	57	127	M 18 x 2.5	24.8	Blue
SM16	16	27.0	80	63	141	M 20 x 2.5	27.5	White
SM20	20	33.0	98	77	173	M 24 x 3	31.6	Gray
SM25	25	41.0	122	98	218	M 30 x 3.5	39.0	Red
SM28	28	47.0	141	111	250	M 36 x 4	46.0	Black
SM32	32	53.0	156	124	278	M 42 x 4.5	53.5	Brown
SM40	40	63.5	163	136	297	M 48 x 5.0	61.7	Green

- Part A and Part B can be ordered separately.



Example of a product code:



*Detailed explanations of the properties of reinforcement bars are described in Annex A

Application

MODIX SM Standard Couplers are used as regular connections for reinforcement bars with the same diameters with full tension and compression capacity.



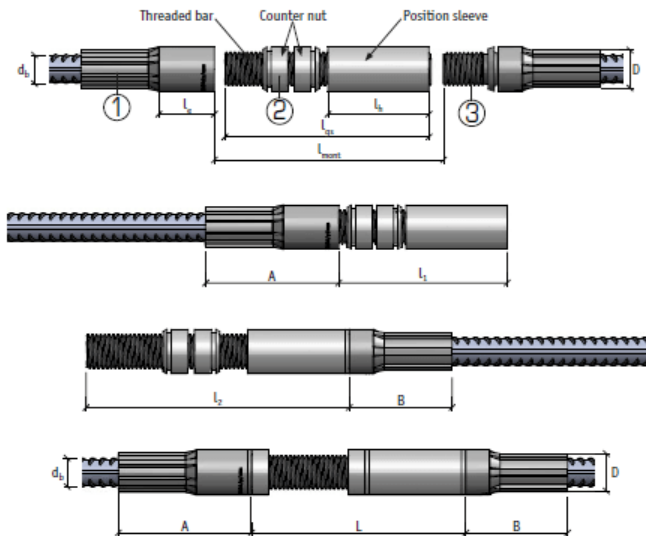
Version: Peikko Group 01/2016 | 7

About MODIX Rebar Couplers

MODIX® PM (Position Coupler)

- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate

Coupler type	Bar Ø d _s [mm]	Coupler Ø D [mm]	Length Part A [mm]	Thread length Part A l ₁ [mm]	Length l ₁	Length l ₂	Length of position sleeve l ₃	Length threaded bar l ₄	Max. free spacing l _{max}	Length L	ISO metric thread M	Color of thread protector
PM10	10	17.5	52	21	58	95	37	79	59	74	M 12 x 1.75	Orange
PM12	12	21.0	63	26	72	119	48	98	73	93	M 16 x 2	Yellow
PM14	14	24.0	72	30	81	135	55	111	82	105	M 18 x 2.5	Blue
PM16	16	27.0	80	33	88	148	61	121	89	115	M 20 x 2.5	White
PM20	20	33.0	98	37	99	167	69	136	100	130	M 24 x 3	Gray
PM25	25	41.0	122	44	117	200	83	161	118	156	M 30 x 3.5	Red
PM28	28	47.0	141	51	136	233	97	187	137	182	M 36 x 4	Black
PM32	32	53.0	156	59	155	267	112	214	156	208	M 42 x 4.5	Brown
PM40	40	63.5	163	65	175	301	127	240	173	234	M 48 x 5.0	Green



About MODIX Rebar Couplers

Example of a product code:



*Properties of reinforcement bars are described in detail in Annex A.

Application

MODIX PM Position Couplers are used when none of the bars can rotate or move (such as connections of bent bars or connections of two precast elements).

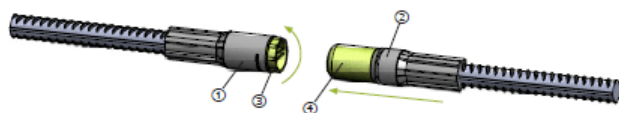


Installation of MODIX Rebar Couplers

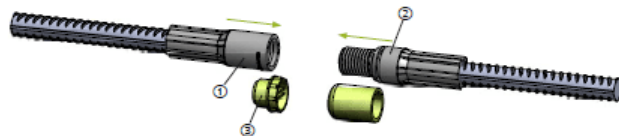
Modix connected inside of the concrete elements

MODIX SM and RM:

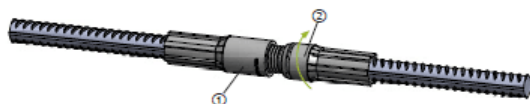
1. Coupler Part A ① and coupler Part B ②, including the attached bar, are delivered with thread protectors ③ and ④.



2. Remove plugs from couplers directly before installation. Clean the thread properly. Visually check that the thread is not damaged. Carefully center the counterpart (SMB) to avoid causing damage to the first pitches.



3. Coupler Part B ② is screwed onto coupler Part A ①. Carefully turn Part B ② on the first pitches into Coupler Part A ①. Never use force to connect coupler Part A ① and coupler Part B ②. Correct use enables a screw connection to be made by hand.



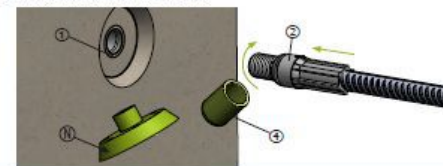
4. It is tightened using a wrench until the ring gap is completely closed.



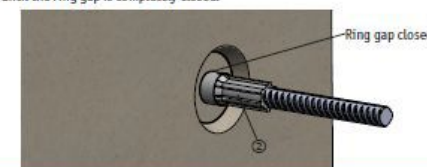
Installation of MODIX Rebar Couplers

SM B coupler or RM B coupler connected to MODIX Part A in concrete element

1. Unscrew the fixation plate (nailing ① plate or magnetic plate) from Part A ① and remove the thread protective cap ② directly before installing Part B ③.



2. Coupler Part B ③ is screwed onto coupler Part A ① (already cast in the concrete element). It is tightened using a wrench until the ring gap is completely closed.





HPKM® Column Shoe

For bolted column connections
designed according to ACI 318M-11

Version: ACI-M 10/2015



Technical Manual

About HPKM® Column Shoe

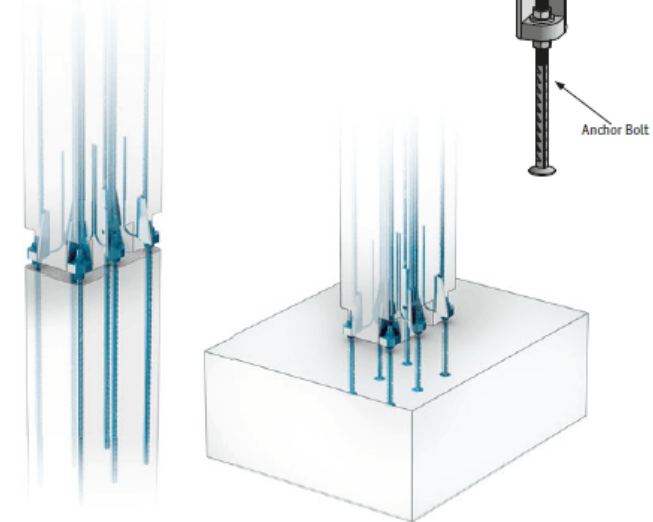
1. Product properties

HPKM® Column Shoes are available in several standard models to enable most types of precast concrete column connection. The original Peikko column connection system consists of:

- Column shoes
- Anchor bolts
- Accessories: recess formers and installation templates

HPKM® Column Shoes are used with HPM Rebar Anchor Bolts to make moment-resisting precast concrete column connections. The connection can be designed to be at least as stiff as a continuously reinforced cast-in-situ connection. The column shoes are cast into the bottom part of the column together with the main and supplementary reinforcement as detailed in Annex A of this manual. HPM Rebar Anchor Bolts are either cast into the foundations (column-to-foundation connection) or in the top part of the lower column (column-to-column connection). Column shoes have a round hole that fits with the corresponding anchor bolt. The column connection is achieved by fastening the anchor bolts to column shoes using nuts and washers. The bolted connection offers sufficient assembly tolerances to adjust the column to the correct height and vertical position. To finalize the connection, the joint underneath the column is grouted with non-shrink grout material, as are the recesses.

Figure 1. HPKM® Column Shoes and HPM Rebar Anchor Bolts in column connection.





HPKM® Column Shoe

For bolted column connections

- Full-Scale tested & approved connection
- Quick, easy and cost-efficient erection of the column with minimal crane time
- No bracing & welding during assembly stage
- Easy to design with Peikko Designer® software

The bolted column shoes' connection was originally invented by Peikko Group. The current generation of Column Shoes was introduced in the late 1980s.

HPKM® Column Shoes are construction products used to create cost-effective, moment-resisting, stiff connections between precast concrete columns and foundations, or between precast concrete columns. The bolted column shoes' connection is at least as rigid as a continuously reinforced cast-in-situ column connection. HPKM® Column Shoes are used together with HPM Rebar Anchor Bolts.

The Column Connection is made by the Column Shoes and the Anchor Bolts. The Column Shoes are casted into precast concrete columns, while Anchor Bolts are casted into the foundation or another column (columns' splice). On the construction site the columns are erected on the Anchor Bolts, adjusted to the correct level and vertical position. Fixing is achieved by tightening nuts on the Anchor Bolts. The joint between column and structure below should be grouted before loading the column. After grout is hardened, the joint works as reinforced concrete structure.

Peikko Group's HPKM® Column Shoes' connection has been ETA approved (ETA-13/0603). It can also be designed according to ACI 318M-11. The HPKM® Column Shoe as steel part casted into concrete is designed according to Eurocodes or ACI 318M-11.



www.peikko.ae

About HPKM® Column Shoe

To order column shoes made of specific materials, please see the chapter entitled 'Selecting HPKM® Column Shoes'.

Peikko Group's production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various organizations.

Products are marked with the emblem of Peikko Group, the type of product, and the year and week of manufacture.

Table 3. Dimensions [mm], weights [kg], and color codes of HPKM® Column Shoes.

	HPKM 16 ACI	HPKM 20 ACI	HPKM 24 ACI	HPKM 30 ACI	HPKM 39 ACI	manuf. tolerances
B	85	95	105	120	150	+3, -0
C	75	80	85	90	110	+2, -0
D	115	120	125	140	180	
E	50	50	50	50	60	± 1
H	725	875	1105	1430	1885	± 10
K	135	145	150	175	225	
t	15	20	30	45	50	
X	30	30	30	30	37	
Ø	28	31	35	40	55	+2, -0
Weight	2.2	3.9	6.5	13.4	26.4	
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	

Lap lengths of anchor bars are defined according to concrete grade 30 MPa cylinder strength.

2. Resistances

The design concept for precast concrete column connections is according to ACI 318M-11.

When calculating the action effects of a column, the rigidity of the end connections must be estimated. It was verified during the demanding initial type testing with concrete column connections that rectangular cross-sections with at least four column shoes behave rigidly in bending or are at least as stiff as continuously reinforced cast-in-situ columns.

The resistances of HPKM® Column Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards and specifications:

- ACI 318M-11
- ANSI/AISC 360-10
- AWS D1.1/D1.1M 2006

The calculated resistances of HPKM® Column Shoes in this manual do not include any national requirements.

2.1 Axial resistances

HPKM® Column Shoes are designed to withstand tensile and compressive forces corresponding to the design values of resistances of HPM Rebar Anchor Bolts.

It is recommended that the resistances of the column connection be calculated using the Peikko Designer® software, which makes the column connection design procedure quick and easy. The software includes a design code selection, which is required for each design case and which contains several options. By selecting a valid design code, it is possible to check the resistances of each column connection easily. It is also possible to check the erection stage resistances of a column connection before the joint is grouted.

About HPKM® Column Shoe

Table 4. Design values of tensile or compressive resistances ϕP_n of individual HPKM® Column Shoes for concrete grade 30 MPa cylinder strength. Anchor bolt material grade 60 according to standard ASTM A615M.

Column Shoe	Rebar Anchor Bolt	ϕP_n [kN]	
HPKM 16 ACI	HPM 16 ACI ASTM	63	
HPKM 20 ACI	HPM 20 ACI ASTM	97	
HPKM 24 ACI	HPM 24 ACI ASTM	141	
HPKM 30 ACI	HPM 30 ACI ASTM	224	
HPKM 39 ACI	HPM 39 ACI ASTM	390	

Table 5. Design values of tensile or compressive resistances ϕP_n of individual HPKM® Column Shoes for concrete grade 30 MPa cylinder strength. Anchor bolt material B500B according to standard EN 10080.

Column Shoe	Rebar Anchor Bolt	ϕP_n [kN]	
HPKM 16 ACI	HPM 16 ACI EN	55	
HPKM 20 ACI	HPM 20 ACI EN	86	
HPKM 24 ACI	HPM 24 ACI EN	125	
HPKM 30 ACI	HPM 30 ACI EN	199	
HPKM 39 ACI	HPM 39 ACI EN	346	

Installation of HPKM® Column Shoe

INSTALL THE PRODUCT – PRECAST FACTORY

Identification of the product

HPKM® Column Shoes are available in standard models (16, 20, 24, 30 and 39) analogous to M-thread sizes of the HPM Rebar Anchor Bolts. The model of column shoe can be identified by the name on the label on the product and also according to the color of the product. The color codes are shown in the table below. The color codes of recess boxes correspond to the color codes of HPKM® Column Shoes.

HPKM® Column Shoe with corresponding recess box.

Column Shoe	Rebar Anchor Bolt	Corner recess	Middle recess	Color code
HPKM 16 ACI	HPM 16 ACI	HPKM 16 CBOX	HPKM 16 MBOX	Yellow
HPKM 20 ACI	HPM 20 ACI	HPKM 20 CBOX	HPKM 20 MBOX	Blue
HPKM 24 ACI	HPM 24 ACI	HPKM 24 CBOX	HPKM 24 MBOX	Gray
HPKM 30 ACI	HPM 30 ACI	HPKM 30 CBOX	HPKM 30 MBOX	Green
HPKM 39 ACI	HPM 39 ACI	HPKM 39 CBOX	HPKM 39 MBOX	Orange

Installation of the column shoes

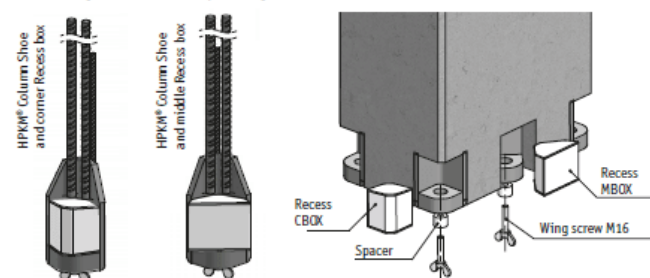
The HPKM® Column Shoes are placed into the reinforcement of the column and fixed through their base plates to the end plate of the mold with recess boxes. The installation tolerance of column shoes in the crosswise direction of the column is ± 2 mm. Supplementary reinforcement must be placed in the area of the column base according to drawings (Technical Manual Annex A). After casting the column, the boxes are removed from the shoes and the voids are checked to ensure that they are free of concrete.

Recess boxes are fixing accessories used to form pockets in concrete column for anchor bolts. There are separate recess boxes available for all types of column shoes, depending on the position of the column shoe in the column's cross-section:

- CBOX is used with column shoes fixed in corner of the column
- MBOX is used with column shoes fixed in middle of the column

Recess boxes enable the shoes to be fastened and positioned to the end plate of the mold. The M16 wing screw, which comes with a spacer equal to the size of the column shoe's bolt hole, is used for fixing. With the help of the spacer, the shoe can be fixed to the correct place in the end plate. Environmentally friendly formers are very durable and re-usable. It is recommended that they be maintained to achieve a long operating life.

Recess boxes for corner and middle position of HPKM® Column Shoe.

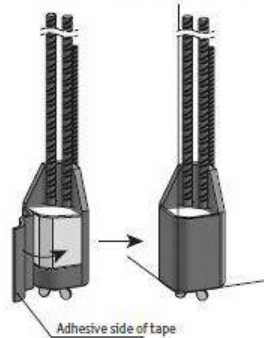


Installation of HPKM® Column Shoe

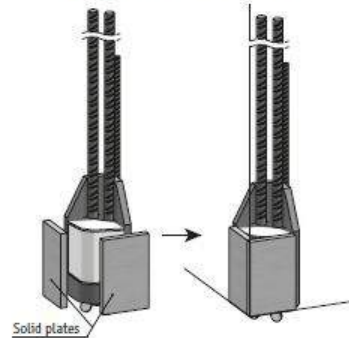
To ensure higher values of concrete cover thicknesses of main anchor bars in accordance with section 1.2.3 of the technical manual, follow these instructions for increased values Δ_c of concrete cover:

- $\Delta_c < 5 \text{ mm}$, there is no special requirement for recess boxes; instructions are the same as for standard concrete cover of column shoes. The gap is too small to be filled up with concrete. However, if the gap is filled or partially filled, the concrete shell can be easily crushed after removing the mold.
- $5 \text{ mm} \leq \Delta_c \leq 10 \text{ mm}$, self-adhesive foam tape or equivalent can be used to prevent the gap from filling up. Foam tape of corresponding thickness Δ_c is fixed on two sides of the recess box.
- $\Delta_c > 10 \text{ mm}$, to prevent concrete from filling up the gap, it is recommended that a solid plate be used such as plywood or hardened polystyrene of corresponding thickness Δ_c . These plates can be fixed to the surface of the mold.

Use of **self-adhesive foam tape** to prevent the gap from filling up with concrete.



Use of **solid plates** to prevent the gap from filling up with concrete.



Ensure thicker concrete cover using self-adhesive foam tape or solid plates.

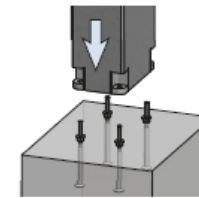
HPKM® Column Shoes before and after casting.



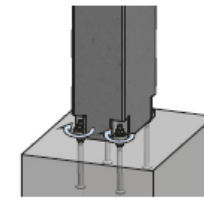
Installation of HPKM® Column Shoe

Erection of precast concrete column step by step.

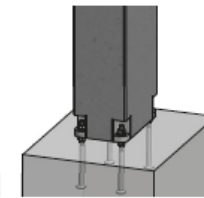
The column is installed directly on the pre-leveled washers and nuts



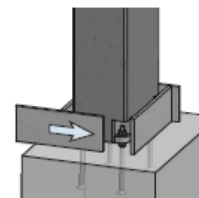
The upper nuts and washers are screwed onto the bolts



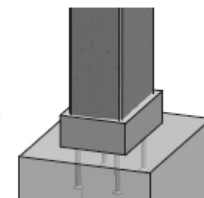
After the nuts are tightened, the crane can be released



Formwork for grouting joint and recesses

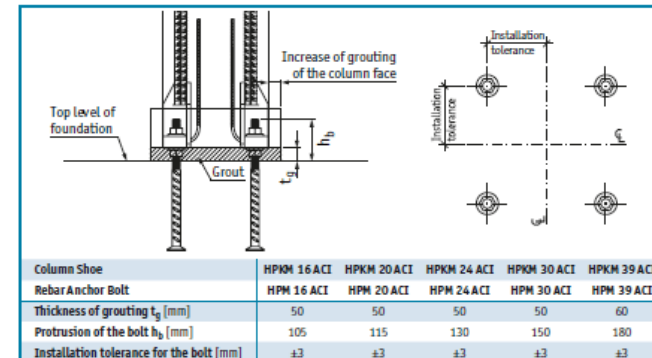


Finalized connection after grouting has hardened



In column-to-foundation connections, wider grouting can be provided to ensure higher concrete cover if it is required. It is recommended that the cover be increased in aggressive environments.

Installation tolerances and the anchor bolt's protrusion from the surface of concrete when HPKM® Column Shoes are used.





HPM Rebar Anchor Bolt

For bolted connections

European Technical Approval ETA-02/0006

Version: Peikko Group 04/2015



Technical Manual



HPM Anchor Bolt

For bolted connections

System benefits

- Standardized and approved rebar anchor bolt system
- Approved design parameters
- Quick deliveries directly from stock
- Certified production
- Wide range of products for all anchoring purposes
- Accessories for quick and easy installation
- Easy to design with free Peikko Designer® software

HPM Rebar Anchor Bolts are used to anchor concrete or steel structures and machinery into concrete base structures. The anchors are embedded into concrete and the structures are fastened to bolts by nuts and washers. The joint between two structures is then grouted.

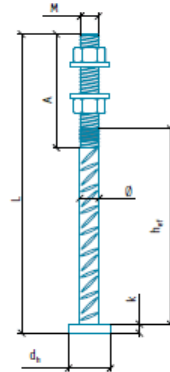
The system consists of a wide range of headed and straight anchor bolts, installation accessories, and tools for designers. Headed bolts are used typically in shallow structures for end anchoring, whereas straight bolts are used for lap splices. In addition to plain finish bolts, the products are also available as ECO or Hot-Dip galvanized. Installation templates are provided to ensure easy and correct installation of the anchor bolts.



www.peikko.com

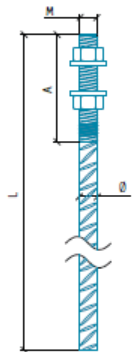
About HPM Rebar Anchor Bolt

Table 3. Dimensions [mm], weight [kg], and color codes of HPM L Anchor Bolts.



	HPM 16 L	HPM 20 L	HPM 24 L	HPM 30 L	HPM 39 L
M	M16	M20	M24	M30	M39
A	140	140	170	190	200
Stress area of the thread	157	245	352	561	976
Ø	16	20	25	32	40
L	280	350	430	500	700
Washer	Ø 40-6	Ø 44-6	Ø 56-6	Ø 65-8	Ø 90-10
h _w	165	223	287	335	502
d _b	38	46	55	70	90
k	10	12	13	15	18
Weight	0,7	1,2	2,2	4,1	9,2
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange

Table 4. Dimensions [mm], weight [kg], and color codes of HPM P Anchor Bolts.



	HPM 16 P	HPM 20 P	HPM 24 P	HPM 30 P	HPM 39 P
M	M16	M20	M24	M30	M39
A	140	140	170	190	200
Stress area of the thread	157	245	352	561	976
Ø	16	20	25	32	40
L	810	1000	1160	1420	2000
Washer	Ø 40-6	Ø 44-6	Ø 56-6	Ø 65-8	Ø 90-10
Weight	1,5	2,8	4,9	9,8	21,8
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange

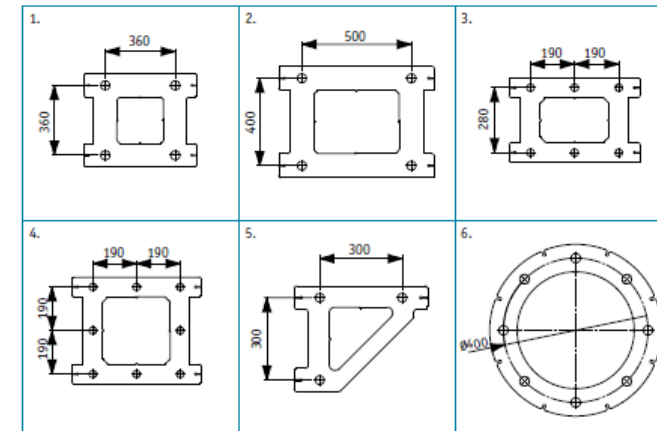
Installation of HPM Rebar Anchor Bolts

Ordering PPL Installation Templates

When PPL Installation Templates are ordered the thread diameter of bolts, the number of bolts and the center-to-center dimensions must be specified.

Examples of installation plates:

1. PPL39-4 360x360: 4 pieces M39 bolts in square form.
2. PPL39-4 500x400: 4 pieces M39 bolts in rectangular form.
3. PPL30-6 280x(190+190): 6 pieces M30 bolts rectangular form.
4. PPL30-8 (190+190)x(190+190): 8 pieces M30 bolts in the form of a square.
5. PPL30-3 300x300: 3 pieces M30 bolts in the form of rectangular triangles.
6. PPL24-8 D400: 8 pieces M24 bolts in the form of circles with diameter of 400 mm.



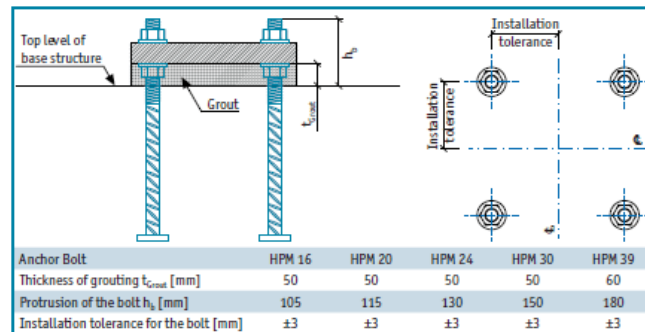
PPL Installation Templates can also be manufactured according to drawings that present the location of the bolts and thread diameters.

Installation of HPM Rebar Anchor Bolts

Bolt installation and installation tolerances

The bolts are installed to the height level according to dimension h_a given in table below. The height level is measured from the surface of concrete, and the level tolerance is ± 20 mm. Each anchor bolt includes a marking of the anchorage depth.

Installation tolerances and the anchor bolt's protrusion from the concrete.



Bending the bolts

HPM Anchor Bolts are made of B500B ribbed reinforcement steel. Bending must be done in accordance with EN 1992-1-1. See Annex E of this manual with application examples.

Welding the bolts

Welding of the bolts should be avoided, although all materials used in HPM Anchor Bolts are weldable (except the nuts). Requirements and instructions of standard EN 17660-1: Welding of reinforcing steel, Part 1: load bearing welding joints shall be taken into account when welding rebars.

Installation of HPM Rebar Anchor Bolts

Securing the connection

The upper nuts and washers are screwed onto the bolts and the attachment is aligned in the vertical position using leveling nuts. It is practical to use two theodolites from different directions to ensure verticality. The nuts are tightened at least to the minimum torque given in the table below. Adequate torque can be achieved typically by 10–15 impacts of a slogging ring wrench (DIN 7444) or open-ended slogging wrench (DIN 133) and a 1,5 kg sledgehammer.

Recommended minimum T_{min} and maximum T_{max} torque values of nuts.

Anchor Bolt	T_{min} [Nm]	T_{max} [Nm]	Size of the slogging wrench
HPM 16	120	170	24 mm
HPM 20	150	330	30 mm
HPM 24	200	570	36 mm
HPM 30	250	1150	46 mm
HPM 39	350	2640	60 mm



Grouting the joint

Before loading the attachment with any other structures the joint must be grouted following the grout supplier's instructions. The grouting must be non-shrinking and have a strength according to the plans. To avoid air being trapped in the joint, it is recommended that grout be poured from one side only. Grouting formwork is made so that adequate concrete cover for anchor bolts is achieved.





JENKA Lifting System

For safe and efficient lifting of precast concrete elements

Version: Peikko Group 04/2016



Technical Manual



JENKA Lifting System

For safe and efficient lifting and handling of all types of precast concrete elements.

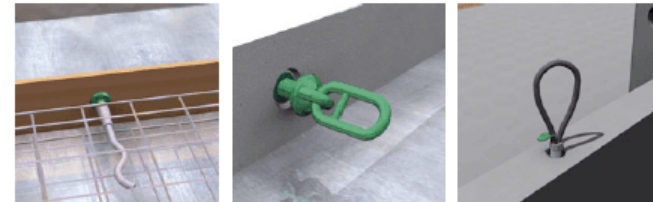
The JENKA Lifting System consists of a threaded JENKA Lifting Insert cast into a concrete element and a JENKA Lifting Key, together enabling a crane hook or lifting accessories such as lifting slings or spreader beams to be connected to the precast concrete element for lifting and handling.

The anchoring of the JENKA Lifting System is based on effective rebar and threaded sockets assembled on plane or recessed leaving the element surface free.

- The most economical lifting system
- Wide range of applications
- Safe working load (SWL) capacities up to 125kN
- Small recess – cover plugs available in plastic and stainless steel
- Color coding and individual serial numbering for JENKA Lifting Keys
- Improved working safety – no protruding above the concrete surface

All Peikko Lifting Systems are designed and manufactured in accordance with EU Machinery Directive 2006/42/EC and VDI/BV-BS 6205.

Product safety in use has been verified by a series of tests conducted in cooperation with the Technical University TU Darmstadt.



www.peikko.com

1.2 JENKA short inserts

The JENKA Short Inserts, WAS, BSA and PSA, are used in applications where only limited anchoring depth is present, such as slabs. They are not intended for tilting up processes and the load angle is limited to 45°. This section describes the product properties of JENKA Short Inserts. Peikko's standard products are always delivered galvanized with Peikko Rd thread, which enables full compatibility with M thread. All dimensions given in this section are valid for all finishes and both Rd and M threaded items equally.

JRd30: JENKA Lifting Insert specialized Rd30 thread (standard item)

JM30: JENKA Lifting Insert metric M30 thread (available up on request)

1.2.1 Dimensions

JENKA Short Inserts are available in the standard lengths shown in Figure 20 and Table 15. Inserts with customized lengths for special purposes are available upon request.

Figure 20. WAS, BSA and PSA insert types.

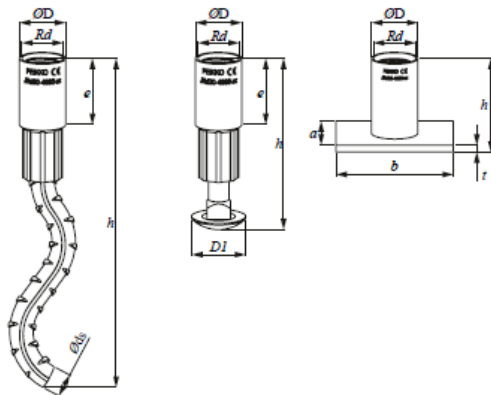


Table 15. Dimensions of WAS/BSA/PSA inserts.

Item No. JRd/JM	Dimensions							WAS h [mm]	BSA h [mm]	PSA h [mm]
	Rd/M [mm]	OD [mm]	e [mm]	Ød [mm]	ODI [mm]	a x b [mm]	t [mm]			
12	12	15.0	22	8	20	25x35	4	150	60	30
14	14	18.0	25	10	24	35x35	4	155	70	33
16	16	21.0	27	12	30	35x50	4	175	80	35
18	18	24.0	34	14	38	45x60	5	225	90	44
20	20	27.0	35	14	38	60x60	5	250	100	47
24	24	31.0	43	16	46	60x80	5	275	115	54
30	30	40.0	56	20	46	80x100	6	350	150	72
36	36	47.0	68	25		100x130	6	450		84
42	42	54.0	80	28		130x130	8	500		98
52	52	67.0	100			130x150	10			117

Ordering example for Peikko JENKA WAS Inserts.

Item type with Rd thread with standard length.

WAS30x450
WAS30Mx400S

Item type WAS nominal thread size 30
M for metric
Overall length, special 400mm
Stainless steel socket "S"



PLEASE NOTE:

Selecting items such as WAS30 or WAS30x350 defines same product because standard length will be selected when no other information is added. For customized lengths please use the following code: WAS30xL (L in mm). The method can also be applied to BSA or PSA inserts.

1.2.2 Weights of system components

Component weights are given in Table 16. This information is valid for Rd and M threaded products and for electro galvanized, black, or stainless steel finishes. These Tables only take into account standard product dimensions.

Table 16. Weight of JENKA Short Inserts.

Item No. JRd/JM	WAS	BSA [kg/ pcs]	PSA
12	0.1	0.1	0.1
14	0.1	0.1	0.1
16	0.2	0.1	0.1
18	0.3	0.2	0.2
20	0.4	0.3	0.3

Item No. JRd/JM	WAS	BSA [kg/ pcs]	PSA
24	0.6	0.4	0.4
30	1.2	0.7	0.7
36	2.0		1.2
42	3.1		1.8
52			2.9

About JENKA Lifting System

1.2.3 Safe working loads for JENKA Short Inserts

The resistance of the JENKA Lifting System is determined by a design concept that makes reference to the following standards and regulations.

EN1992-1-1:2011
Machinery directive 2006/42/EC
VDI/BV-BS6205:2012

The load capacities depend very much on how and in which combination the items will be used. For short JENKA Lifting Inserts, all JENKA Lifting Keys (TLL, JL, JLV) can be used at an angle β of 0–45°.


The safe working load capacities (SWL) are based upon specific dimensions and edge distances as given in the following sections. Before selecting an insert, take note of the design assumptions in this manual. **The minimum compressive strength of the concrete at the moment of load application is 15 MPa.**  Min 15MPa

Table 17 shows the safe working load levels of JENKA Short Inserts. Select inserts that are suitable for the planned load directions. Figure 21 illustrates the load directions related to this table.

Table 17. Safe working load (SWL) for JENKA Short Inserts.




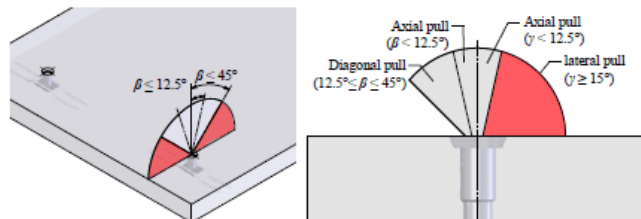
Item No. Jrd/JM	Load Class	WAS SWL for β 0–45° [kN]	BSA SWL for β 0–45° [kN]	PSA SWL for β 0–45°		
				at 15 MPa [kN] 	at 20 MPa [kN] 	at 25 MPa [kN] 
12	500	5	5	5	5	5
14	800	8	8	8	8	8
16	1200	12	12	10	12	12
18	1600	16	16	14.2	16	16
20	2000	20	20	18.3	20	20
24	2500	25	25	25	25	25
30	4000	40	40	40	40	40
36	6300	63		63	63	63
42	8000	80		80	78	80
52	12500			95	110	125

Figure 21. Load directions for JENKA Short Inserts.



About JENKA Lifting System

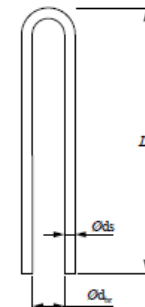
1.2.6 Types and geometry of additional reinforcement

Reinforcement for diagonal pull (from 12.5° to 45°)

Diagonal pull on the inserts requires special reinforcement around the socket to support the insert. This reinforcement must always have direct pressure contact with the socket. This can either be achieved by wire fixing or by using Peikko DSH item which enables double sided curved fixing for the additional rebar. A smaller diameter for the rebar can be used for limitations up to a maximum of 30°. Depending on the angle that must remain within 45°, the reinforcement is shown in Table 21.

Table 21. Diagonal rebar for all insert types.

Item No. Jrd/JM	For all insert types			
	12.5° ≤ β ≤ 45° Ød _s [mm]	L [mm]	12.5° ≤ β ≤ 30° Ød _s [mm]	L [mm]
12	6	150	6	150
14	6	200	6	200
16	8	200	6	250
18	8	250	8	200
20	8	300	8	250
24	10	300	8	300
30	12	400	10	350
36	14	550	12	450
42	16	600	14	600
52	20	750	16	700



About JENKA Lifting System

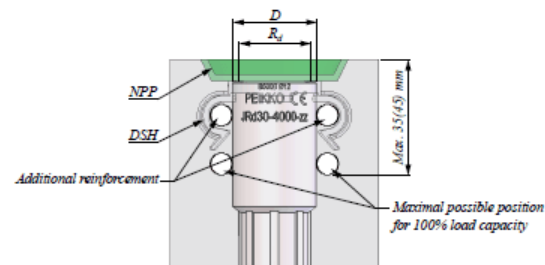
The recommendation for the bending diameter of the diagonal rebar " d_{br} " is the outer diameter of the insert socket. This ensures a precise finish and limits the possibility of installation errors. As an alternative, a sufficiently large bending diameter according to EN1992-1-1:2011 can be implemented so that the rebar encloses the socket.

The diagonal pull rebar must be installed at an angle of approximately 20° as demonstrated in Figure 23 and Figure 24.

Figure 23. Installation for JENKA Short Inserts.



Figure 24. Installation tolerances.



About JENKA Lifting System

1.3 JENKA Lifting keys

1.3.1 Dimensions

JENKA Lifting Keys are used to attach the crane hook, lifting slings, or chains to the JENKA Lifting Insert, which is cast into the concrete element. Different JENKA Lifting Keys are designed for different load directions. JENKA Lifting Keys can be used with all of the JENKA Lifting System's insert types. Information on the dimensions of standard items is shown in Figure 25 and Table 22. Peikko's standard products are always delivered with Peikko Rd thread. Lifters with Rd thread do not fit into inserts with M thread. The length of TLL and JLW can be customized with wire length h upon request. All threaded JENKA Lifting Keys must be screwed into the insert with full length of the thread.

Figure 25. TLL, JL and JLW JENKA Lifting Keys.

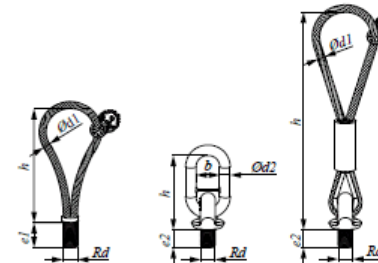


Table 22. Dimensions of JENKA lifting keys.

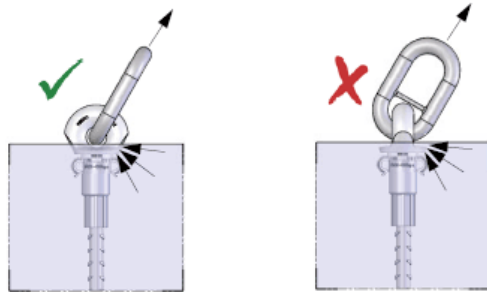
Item No. Jd/M	Dimensions						TLL	JL	JLW	TLL, JL, JLW SWL for β 0-45°	JL, JLW SWL for γ of 90°
	Rd/M [mm]	Od1 [mm]	Od2 [mm]	e1 [mm]	e2 [mm]	B [mm]	h [mm]	h [mm]	h [mm]	[kN]	[kN]
12	12	6	13	22	19	50	133	137	205	5	2.5
14	14	7	13	25	21	50	130	137	320	8	4.0
16	16	8	13	27	24	50	138	137	335	12	6.0
18	18	9	16	34	27	50	156	146	370	16	8.0
20	20	10	16	35	29	50	180	146	385	20	10.0
24	24	12	16	43	35	50	212	146	410	25	12.5
30	30	16	22	55	43	50	245	155	475	40	20.0
36	36	18	22	67	52	50	293	155	525	63	31.5
42	42	20	26	75	60	65	350	192	615	80	40.0
52	52	26	26	95	73	65	435	192	710	125	62.5

About JENKA Lifting System

The JENKA JL and JLW Lifting Key require the correct loop/ring direction to transfer loads to the insert and concrete. When the Lifting Key is fully screwed in and tightened, a back rotation up to a maximum of 90° is allowed to adjust the loop/ring direction correctly towards the load.

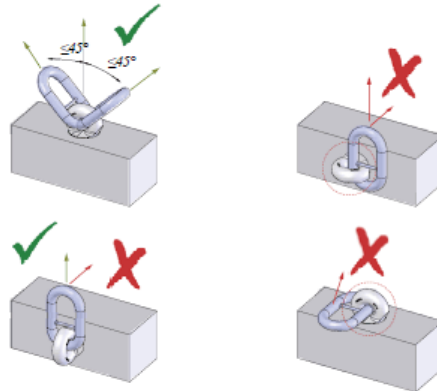
The nailing plate creates a recess that corresponds to the geometry of the lifter very precisely. During lifting the recess supports the lifter by taking diagonal or shear loads via contact pressure. This can only happen when the recess is used according to Figure 34.

Figure 34. Correct direction of JENKA JL and JLW Lifting Keys.



The correct use of JENKA JL and JLW Lifting Keys is shown in Figure 35 and Figure 36. Both Lifting Keys can be used for each load direction.

Figure 35. Correct use of JENKA JL and JLW Lifting Keys.



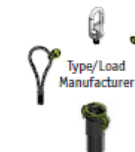
Installation of JENKA Lifting System

JENKA Lifting System

WAS BSA
Rd12-Rd42 Rd12-Rd30



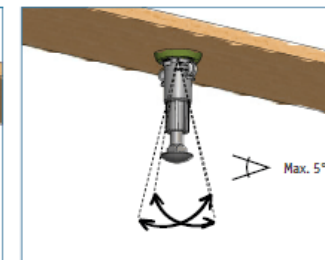
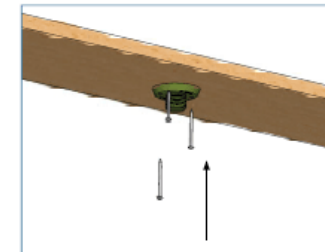
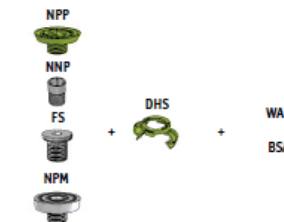
1. SELECTING



Type	Load Class	Class Colour
Rd12	500	Pastel Orange
Rd14	800	Pure White
Rd16	1200	Flame Red
Rd18	1600	Light Pink
Rd20	2000	Pastel Green

Type	Load Class	Class Colour
Rd24	2500	Anthracite Grey
Rd30	4000	Emerald Green
Rd36	6300	Light Blue
Rd42	8000	Silver Grey

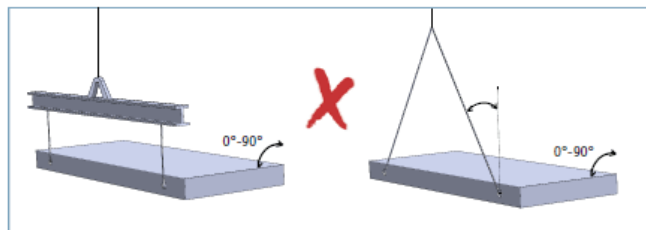
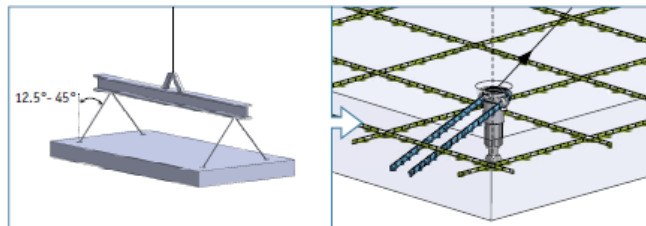
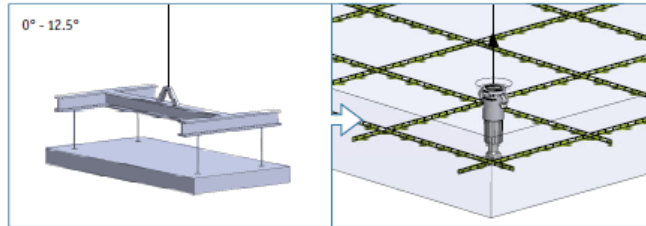
2. INSTALLATION



Installation of JENKA Lifting System

3. REINFORCEMENT

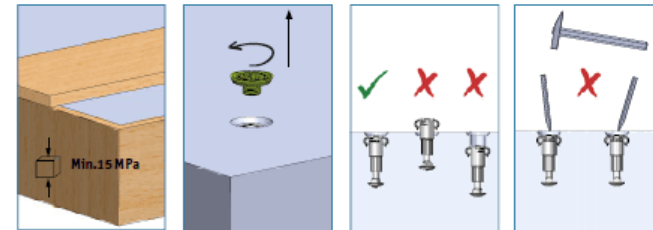
WAS, BSA



Installation of JENKA Lifting System

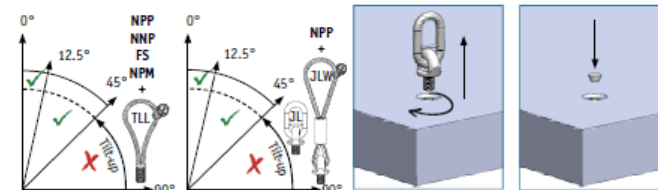
4. CASTING

WAS, BSA

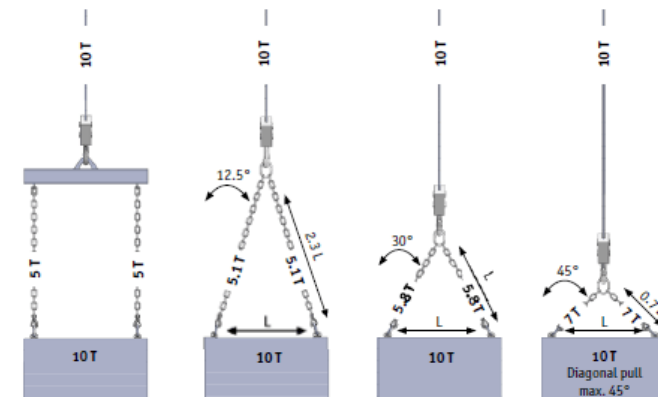


5. LIFTING

6. SEALING



7. LIFTING ANGLE INFLUENCE



BAB XI

KESIMPULAN DAN SARAN

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Modifikasi Perencanaan Struktur Rumah Susun Surabaya dapat ditarik kesimpulan, yaitu:

1. Dari hasil modifikasi perencanaan struktur Rumah Susun didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak
 - BA 1 : 30/50 cm
- Blok lift : 40/50 cm
- Balok bordes : 30/50
- Tebal Pelat bordes : 12 cm
- Tebal Pelat tangga : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 14 cm
- Tebal Pelat Atap : 14 cm

Struktur Utama:

- Balok Induk : 40/60 cm
 - Kolom
 - Kolom lantai 9-12 : 75/75 cm
 - Kolom lantai 5-8 : 80/80 cm
 - Kolom lantai 1-4 : 85/85 cm
 - Dinding penahan tanah : sheet pile
 - Tebal shearwall : 30 cm (ϕ 16-300)
2. Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 60 cm dengan kedalaman 17 meter.
 3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 03-1727-2012.

4. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 versi 15.
5. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respons spektrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012.
6. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Sistem ganda (*Dual System*).
7. Perencanaan sambungan menggunakan produk sambungan dari *Peikko Group* yaitu dengan menggunakan konsep *bolted-connection* dengan menggunakan *anchor-bolt* dan *coupler*. Sambungan bersifat monolit dan dalam analisisnya panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847-2013 gaya aksial setelah tulangan mengalami leleh ($1,25f_y$).
8. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada modifikasi perencanaan Struktur Rumah Susun Surabaya dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah sebagai berikut:

1. Perkembangan ilmu pengetahuan sehingga perlu adanya pengembangan teknologi dan riset mengenai beton pracetak serta memasyarakatkan penggunaan metode beton pracetak pada jasa konstruksi di Indonesia.
2. Untuk faktor efektifitas dan efisiensi dari metode pracetak, perlu adanya pembatasan jumlah tipe elemen dari pracetak agar memudahkan pelaksanaan konstruksi.

DAFTAR PUSTAKA

1. Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-2847-2013 Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
2. Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
3. Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 03-2847-201X Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
4. Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1727-2012 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
5. Elliot, Kim S. 2002. **Precast Concrete Structure**. India : Butterwoth Heinemann.
6. Ervianto, Wulfram. 2006. **Teknologi Pracetak dan Bekisting**. Bandung

7. Nawy, Erdward G. 1998. **Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar** Diterjemahkan : Bambang Suryoatmono. Bandung : PT Rafika Aditama.
8. Ou, Yu-Chen., Alrasyid, Harun., Haber,Zachary B., dan Lee,Hung-Jen. 2015. **Cyclic Behavior of Precast High Strength Reinforced Concrete Columns**. ACI Structural Journal.
9. Purwono, Rachmat . 2006. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press
10. PCI. Fourth Edition. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete**. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.
11. Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Serenita Martha dilahirkan di kota Jakarta pada tanggal 6 Oktober 1994. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD ST. MMARKUS I JAKARTA, SMPN 49 JAKARTA, SMAN 8 JAKARTA. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur Kemitraan dan terdaftar dengan NRP 3111100140. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir *“Modifikasi Perencanaan Struktur Rumah Susun Surabaya Menggunakan Beton Pracetak dengan Sistem Ganda(Dual System)”*.

Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui

email:

serenita_sitorus@yahoo.com